

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE BARCELONA

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**Comportamiento deformacional
del suelo no saturado bajo condiciones
drenadas y no drenadas**

Tesis Doctoral presentada por:

ANTONIO LLORET MORANCHO

Barcelona, Julio 1982



ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS

COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DEL SUELO NO SATURADO BAJO CON-
DICIONES DRENADAS Y NO DRENADAS.

Memoria presentada como parte de los
requisitos exigidos para aspirar al
grado de Doctor por

Antonio Lloret Morancho

Dirigida por Eduardo Alonso Pérez de Agreda

JUNIO DE 1982

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE BARCELONA

A Isabel



Es cierto que los resultados de la Ciencia ni dignifican a los hombres ni los enriquecen, pero sí lo hace el trabajo intelectual, tan to productivo como receptivo, que es el esfuerzo por comprender.

Albert Einstein.



I N D I C E

	<u>Página</u>
AGRADECIMIENTO.....	XI
LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABLAS.....	XXV
LISTA DE SIMBOLOS.....	XXVII
CAPITULO I.-"INTRODUCCION"	
1.- INTRODUCCION.....	3
2.- OBJETIVOS Y ALCANCE.....	7
3.- CONTENIDO.....	9
CAPITULO II.- "GENERALIDADES"	
1.- INTRODUCCION.....	17
2.- NATURALEZA DEL SUELO NO SATURADO.....	18
2.1.- ORIGENES.....	18
2.2.- COMPOSICION DEL SUELO NO SATURADO.....	19
2.2.1.- FASE SOLIDA.....	21
2.2.2.- AGUA.....	24
2.2.3.- AIRE.....	26
2.2.4.- SALES DISUELTAS.....	29
2.3.- TENSION SUPERFICIAL. SUCCION.....	29
2.4.- COMPONENTES DEL POTENCIAL DE AGUA Y AIRE EN EL SUELO.....	33
2.5.- CONFIGURACION DEL AIRE Y AGUA SEGUN EL GRADO DE SATURACION DEL SUELO.....	37

3.-	MOVIMIENTO DEL AIRE Y AGUA EN EL SUELO.....	41
3.1.-	CAUSAS DEL MOVIMIENTO DEL AGUA. EFECTO DE LA TEMPERATURA.....	41
3.2.-	MOVIMIENTO DEL AGUA EN CONDICIONES ISOTERMAS..	47
3.2.1.-	MOVIMIENTO DEL AGUA LIQUIDA.....	47
3.2.1.1.-	VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON LA POROSIDAD.....	48
3.2.1.2.-	VARICACION DE LA PERMEABILIDAD CON EL GRADO DE SATURACION..	49
3.2.2.-	MOVIMIENTO DEL AGUA EN FORMA DE VAPOR..	52
3.3.-	MOVIMIENTO DEL AIRE EN CONDICIONES ISOTERMAS..	53
3.4.-	SOLUCIONES EXISTENTES AL PROBLEMA DEL FLUJO EN EL SUELO NO SATURADO E INDEFORMABLE.....	56
3.4.1.-	FLUJO VERTICAL.....	56
3.4.2.-	FLUJO BIDIMENSIONAL.....	58
4.-	TENSIONES SIGNIFICATIVAS.....	59
4.1.-	COMPORTAMIENTO DEL SUELO NO SATURADO FRENTE A CAMBIOS DE SATURACION BAJO CARGA.....	59
4.2.-	PARAMETROS DE ESTADO EN UN SUELO NO SATURADO..	62
4.3.-	TENSIONES SIGNIFICATIVAS.....	63
4.4.-	SUPERFICIES DE ESTADO.....	68
5.-	DEFORMACION DEL SUELO EN CONDICIONES NO DRENADAS....	71
5.1.-	COMPRESIBILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA.....	71
5.2.-	DEFORMACION DEL SUELO.....	75
6.-	CONSOLIDACION.....	78
6.1.-	INTRODUCCION.....	78
6.2.-	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA SEGUN BARDEN.....	79
6.3.-	MODELOS PARA SUELOS PROXIMOS A LA SATURACION..	86
6.4.-	MODELO DE RICHARDS PARA SUELOS EXPANSIVOS.....	89
6.5.-	MODELOS QUE EMPLEAN LA FORMULACION DE TEN- SIONES EFECTIVAS DE BISHOP.....	91

6.6.- MODELO DE FREDLUND Y HASAN.....	93
7.- VALORACION DEL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.....	96

CAPITULO III "MODELO MATEMATICO DE COMPORTAMIENTO DEL
SUELO EN CONDICIONES DRENADAS!"

1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	103
2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DE MASAS.....	110
2.1.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AIRE.....	111
2.2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AGUA.....	113
3.- ECUACION DEL MOVIMIENTO DE LAS FASES.....	116
3.1.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL AGUA EN FORMA LIQUIDA.....	116
3.2.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL VAPOR DE AGUA.....	117
3.3.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL AIRE.....	118
3.4.- ECUACIONES GENERALES DEL FLUJO EN SUELOS NO SATURADOS.....	119
3.5.- CONDICIONES DE CONTORNO E INICIALES.....	120
3.6.- APLICACION DEL METODO DE GALERKIN A LA SOLU- CION DE LAS ECUACIONES DE LA CONTINUIDAD.....	122
3.7.- FORMULACION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD..	126
3.7.1.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AIRE.....	126
3.7.2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AGUA.....	129
3.8.- DISCRETIZACION TEMPORAL.....	134
4.- ANALISIS TENSO-DEFORMACIONAL ASOCIADO.....	138
4.1.- ECUACIONES DE EQUILIBRIO. CONDICIONES DE CONTORNO.....	138
4.2.- APLICACION DEL METODO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES	140
4.3.- DESARROLLO DE LA ECUACION DE TRABAJOS VIRTUALES	141
5.- PROCESO DE CALCULO EN CASO TRIDIMENSIONAL.....	148

6.- ESTADOS DE TENSION CONOCIDOS SIN HACER USO DE LAS RELACIONES TENSO-DEFORMACIONALES.....	150
6.1.- ESTADO ISOTROPICO.....	150
6.2.- ESTADO DE DEFORMACION LATERAL NULA.....	151
6.3.- ECUACIONES DE CONTINUIDAD PARA EL CASO DE ESTADO TENSIONAL DEFINIDO POR DOS PARAMETROS..	152
6.4.- ECUACIONES DE CONTINUIDAD PARA FLUJO UNIDI- RECCIONAL.....	153
7.- PROCESO DE CALCULO EN EL CASO UNIDIMENSIONAL.....	156
8.- RESUMEN DE LAS PRINCIPALES HIPOTESIS REALIZADAS.....	157
8.1.- HIPOTESIS GENERALES.....	157
8.2.- HIPOTESIS EN LA DERIVACION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD.....	157
8.3.- HIPOTESIS EN LAS ECUACIONES DE MOVIMIENTO.....	157
8.4.- HIPOTESIS EN LA FORMULACION DEL PROBLEMA TENSO-DEFORMACIONAL.....	158
8.5.- HIPOTESIS EN LA FORMULACION DEL PROBLEMA - UNIDIMENSIONAL.....	159
8.6.- HIPOTESIS INTRODUCIDAS EN EL PROGRAMA DE - CALCULO PARA RESOLVER EL PROBLEMA UNIDI- MENSIONAL.....	159

CAPITULO IV "COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN CONDICIONES NO
DRENADAS SIN DEFORMACION LATERAL".

1.- INTRODUCCION.....	163
2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	166
2.1.- DEFORMABILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA.....	166
2.2.- PRESIONES DE AIRE Y AGUA DESPUES DE LA CARGA NO DRENADA.....	175

3.- METODO DE SOLUCION.....	178
4.- APLICACION DEL METODO Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS..	180
4.1.- INTRODUCCION.....	180
4.2.- INCREMENTOS DE PRESION DE AIRE Y AGUA EN UN SUELO INICIALMENTE DESCARGADO Y SOMETIDO A INCREMENTO DE CARGA.....	180
4.3.- TRAYECTORIAS SEGUIDAS SOBRE LAS SUPERFICIES DE ESTADO TRAS LA APLICACION DE CARGAS NO DRENADAS.....	191
4.4.- DEFORMABILIDAD DEL SUELO NO SATURADO SOMETIDO A CARGAS SIN DRENAJE.....	201
4.5.- VARIACION EN EL GRADO DE SATURACION TRAS LA CARGA EN CONDICIONES NO DRENADAS.....	207
5.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	211

CAPITULO V "APLICACIONES DE LOS MODELOS DRENADOS Y NO
DRENADOS A CASOS TIPICOS".

1.- INTRODUCCION.....	217
2.- RELACIONES Y PARAMETROS USADOS EN LOS EJEMPLOS DE UTILIZACION DEL MODELO.....	219
2.1.- SUPERFICIES DE ESTADO.....	219
2.2.- PERMEABILIDAD DEL AGUA.....	221
2.3.- PERMEABILIDAD DEL AIRE.....	223
3.- CONSOLIDACION SATURADA.....	226
4.- IMBIBICION.....	241
5.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA.....	258
6.- COLAPSO.....	276
7.- GENERACION DE PRESIONES POR ACUMULACION DE CAPAS DE SUELO.....	286

7.1.- INTRODUCCION.....	286
7.2.- METODO DE CALCULO DE ASIENTOS Y PRESIONES.....	289
7.3.- RESULTADOS.....	294
8.- INFILTRACION CON DEFORMACION NULA. PRESION DE - HINCHAMIENTO.....	308
8.1.- METODO DE CALCULO.....	308
8.2.- RESULTADOS.....	312
9.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	323

CAPITULO VI "OBTENCION EXPERIMENTAL DE LAS RELACIONES
USADAS EN EL MODELO".

1.- INTRODUCCION.....	329
2.- PROPIEDADES BASICAS DEL SUELO.....	330
3.- PERMEABILIDAD DEL AIRE.....	332
3.1.- METODO DE MEDIDA.....	332
3.2.- DESCRIPCION DEL EQUIPO DE MEDIDA.....	333
3.3.- DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.....	335
3.4.- RESULTADOS.....	338
4.- PERMEABILIDAD DEL AGUA.....	343
4.1.- INFLUENCIA DEL VOLUMEN DE POROS EN LA PERMEA- BILIDAD DEL AGUA.....	343
4.2.- RESULTADOS.....	347
4.3.- INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACION EN LA - PERMEABILIDAD DEL AGUA.....	349
5.- OBTENCION EXPERIMENTAL DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO. 351	
5.1.- INTRODUCCION.....	351
5.2.- DESCRIPCION DEL APARATO UTILIZADO.....	352
5.2.1.- CELULA BASICA.....	352
5.2.2.- APARATOS Y SERVICIOS AUXILIARES.....	360

5 2.2.1.- PRESION DE AIRE.....	363
5.2.2.2.- PRESION DE AGUA. PRESION DE COLA Y SOBRECARGA.....	363
5.2.2.3.- MEDIDA DEL CAMBIO DE VOLUMEN DE LA MUESTRA.....	363
5.2.2.4.- CAMBIO DE VOLUMEN DEL AGUA EN EL SUELO.....	364
5.3.- METODOLOGIA DEL ENSAYO.....	364
5.3.1.- PREPARACION DE LAS MUESTRAS.....	364
5.3.2.- ENSAYOS REALIZADOS.....	369
5.4.- RESULTADOS.....	370
5.4.1.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS.....	374
5.4.2.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION.....	379
6.- ANALISIS DE POSIBLES EXPRESIONES ANALITICAS PARA LAS SUPERFICIES DE ESTADO.....	385
6.1.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS.....	389
6.2.- SUPERFICIE DE ESTADO DE SATURACION.....	390
6.3.- ENSAYOS MINIMOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO.....	392
7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	394

CAPITULO VII "COMPROBACION DE LOS MODELOS TEORICOS EN
UN CASO PRACTICO".

1.- INTRODUCCION.....	399
2.- CONDICIONES DE CONTORNO.....	400
3.- SOLUCION TEORICA.....	404
4.- ANALISIS DE LOS RESULTADOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES	406

5.- CORRECCION POR FLUENCIA DEL SUELO.....	411
6.- SOLUCION TEORICA CORREGIDA.....	416
7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	421

CAPITULO VIII "CONCLUSIONES Y LINEAS DE INVESTIGACION
ABIERTAS".

1.- CONCLUSIONES.....	425
2.- LINEAS DE INVESTIGACION ABIERTAS.....	432

BIBLIOGRAFIA	435
--------------------	-----

APENDICE

I.- IDENTIFICACION DEL PROGRAMA.....	1
II.- DOCUMENTACION TECNICA.....	2
1.- DESCRIPCION DEL PROBLEMA.....	2
2.- METODO DE SOLUCION DEL PROBLEMA.....	2
3.- CAPACIDAD DEL PROGRAMA.....	2
4.- ENTRADA DE DATOS.....	3
5.- OPCIONES DEL PROGRAMA.....	14
6.- SALIDA DE RESULTADOS.....	15
7.- ORGANIZACION GENERAL DEL PROGRAMA.....	17
III.- DOCUMENTACION DEL SISTEMA EMPLEADO.....	44
1.- COMPUTADOR.....	44
2.- PERIFERICOS NECESARIOS.....	45
3.- ARCHIVOS UTILIZADOS.....	45
4.- LISTADO DE VARIABLES MAS IMPORTANTES.....	46

5.- MEMORIA UTILIZADA.....	56
IV.- DOCUMENTACION PARA OPERACION.....	57
1.- INSTRUCCIONES Y MENSAJES PARA EL OPERADOR.....	57
2.- TARJETAS DE CONTROL.....	57
3.- TIEMPO DE EJECUCION.....	58
V.- EJEMPLO DE APLICACION.....	59
VI.- LISTADO.....	79
ANEXO 1.- UTILIZACION DE "SPLINES"EN LA INTERPOLACION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO Y CURVA DE PERMEABI- LIDAD DEL AGUA-GRADO DE SATURACION	121
ANEXO 2.- "CONSOLIDATION OF UNSATURATED SOILS INCLUDING SWELEING AND COLLAPSE BEHAVIOUR". Geotechnique 30, nº 4, pp. 449-477.	131
ANEXO 3.- LISTADOS DE LOS PROGRAMAS UTELIZADOS PARA - RESOLVER LOS CASOS DE CONSTRUCCION CAPA A CAPA Y SATURACION CON DEFORMACION CONTROLADA ..	163

AGRADECIMIENTO

El autor desea hacer patente su reconocimiento a todas aquellas personas que mediante su esfuerzo han hecho posible que la E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona pudiera constituir el marco académico y humano adecuado para su formación y para la realización del presente trabajo. Por otra parte debe manifestar su profundo agradecimiento al Director de la Tesis, Eduardo Alonso por el continuo estímulo y colaboración prestado a lo largo de la realización de la Tesis.

Este agradecimiento se hace extensivo a todos los miembros de la Cátedra de Geotecnia y Cimientos por el apoyo y acertadas sugerencias prestadas.

A los miembros del Laboratorio de Geotecnia por su ayuda en la realización de los trabajos prácticos realizados y en especial por el entusiasmo mostrado, pese a la limitación de medios existentes, a la hora de desarrollar nuevo equipo experimental.

Al Instituto de Cibernética y a los miembros de su Laboratorio de Cálculo por las facilidades otorgadas para la utilización de sus servicios informáticos.

A Jordi Bertrán y Magda Mestres por el interés y paciencia mostrados a la hora de la confección del material fotográfico y del mecanografiado del presente trabajo.



LISTA FIGURAS

- FIG. 3.1.- VARIABLES Y ECUACIONES QUE INTERVIENEN EN EL PROBLEMA DE DEFORMACION CON DRENAJE EN SUELOS NO SATURADOS (SIN TENER EN CUENTA EL FLUJO DE VAPOR).
- FIG. 3.2.-VOLUMEN DE CONTROL.
- FIG. 3.3.-FUNCIONES DE APROXIMACION PARA PRESIONES a) Y DESPLAZAMIENTOS b).
- FIG. 4.1.-ESQUEMA DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN CONDICIONES NO DRENADAS.
- FIG. 4.2.a.- COMPRESIBILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA SEGUN DISTINTOS AUTORES.
- FIG. 4.2.b.- VARIACION DEL VOLUMEN DE LA MEZCLA SEGUN LA PRESION EXTERIOR PARA VARIOS GRADOS DE SATURACION INICIAL.
- FIG. 4.3.a.- SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD.
- FIG. 4.3.b.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION.
- FIG. 4.4.-CAMBIO DE PRESION DE AIRE Y AGUA SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL ($\Delta v = 3.10^5 \text{ N/m}^2$).
- FIG. 4.5.a.- RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DE AIRE Y CARGA APLICADA SEGUN LA SUCCION INICIAL PARA VARIOS INCREMENTOS DE CARGA.

- FIG. 4.5.b.- RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DE AIRE Y CARGA APLICADA SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL.
- FIG. 4.6.a.- RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DEL AGUA Y CARGA APLICADA SEGUN LA SUCCION INICIAL.
- FIG. 4.6.b.- RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DEL AGUA Y CARGA APLICADA SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL.
- FIG. 4.7.a.- VALORES DE B_a Y B_w PARA UN INCREMENTO DE CARGA DE $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL.
- FIG. 4.7.b.- COCIENTE ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DE AIRE Y EL INCREMENTO DE PRESION DE AGUA TRAS LA APLICACION DE UNA CARGA.
- FIG. 4.8.- TRAYECTORIAS DE TENSIONES SEGUN DISTINTAS SUCCIONES INICIALES.
- FIG. 4.9.a.- TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD DE UN SUELO AL QUE SE APLICAN CARGAS NO DRENADAS HASTA $\Delta\sigma = 6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$.
- FIG. 4.9.b.- CARGAS NO DRENADAS. TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE SATURACION.
- FIG. 4.10.- CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AGUA Y AIRE EN UN SUELO CARGADO A PARTIR DE VARIOS GRADOS DE SATURACION INICIALES.

FIG. 4.11.- DEFORMACION UNITARIA DEL SUELO SEGUN SU SUCCION O GRADO DE SATURACION INICIAL.

FIG. 4.12.- DEFORMACION DEL SUELO.

a) SIN DRENAJE.

b) SIN CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA.

c) CON $\Delta P_a = \Delta P_w = \Delta \sigma$.

FIG. 4.13.- CURVAS CARGA EXTERNA-DEFORMACION UNITARIA PARA DISTINTAS SUCCIONES INICIALES.

FIG. 4.14.- EVOLUCION DEL GRADO DE SATURACION AL AUMENTAR LA CARGA NO DRENADA.

FIG. 4.15.- VARIACION DEL GRADO DE SATURACION SEGUN LA ENERGIA DE COMPACTACION PARA VARIAS HUMEDADES INICIALES Y PROFUNDIDADES SEGUN FRANCESCHINA ET AL. (1974):

FIG. 5.4.- ISOCRONAS DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA EN EL CASO EDOMETRICO SATURADO.

FIG. 5.5.- EVOLUCION DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA EN VARIOS PUNTOS DEL SUELO. CONSOLIDACION SATURADA.

a) $\Delta \sigma = 10^5 \text{ N/m}^2$.

b) $\Delta \sigma = 3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$.

c) $\Delta \sigma = 6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$.

FIG. 5.6.- DISIPACION DE LA PRESION INTERSTICIAL EN EL CENTRO DE LA MUESTRA. CASO EDOMETRICO SATURADO.

- FIG. 5.7.- EVOLUCION DEL EXCESO DE PRESION INTERSTICIAL MAXIMO PARA VARIOS INCREMENTOS DE CARGA EN ARCILLA REMOLDEADA DE PORT KEMBLA (SEGUN DAVIS AND RAYMOND, 1965).
- FIG. 5.8.- EVOLUCION DE LOS ASIENTOS PARA DIVERSAS CARGAS. CASO EDOMETRICO SATURADO.
- FIG. 5.9.- VALORES DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA, COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD Y COEFICIENTE DE CONSOLIDACION. CASO EDOMETRICO SATURADO.
- FIG. 5.10.- ISOCRONAS DE LA PRESION DE AGUA. CASO EDOMETRICO SATURADO.
- FIG. 5.11.- CONSOLIDACION SATURADA. COMPARACION CON EL MODELO DE POSKITT.
- FIG. 5.12.- CASO SATURADO. CONVERGENCIA DE LA SOLUCION.
- FIG. 5.13.- IMBIBICION. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO.
- FIG. 5.14.- IMBIBICION. ISOCRONAS DE LA SUCCION.
- FIG. 5.15.- IMBIBICION. ISOCRONAS DEL GRADO DE SATURACION.
- FIG. 5.16.- IMBIBICION. ISOCRONAS DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA.
- FIG. 5.17.- IMBIBICION. EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA.
- FIG. 5.18.- IMBIBICION. EVOLUCION DE LA DEFORMACION DEL SUELO.

- FIG. 5.19.- IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO.
- FIG. 5.20.- IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. ISOCRONAS DE SUCCION.
- FIG. 5.21.- IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. ISOCRONAS DE SATURACION.
- FIG. 5.22.- IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. AVANCE DEL "FRENTE" DE SATURACION EN FUNCION DE \sqrt{t} .
- FIG. 5.23.- IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. EVOLUCION DE LA VELOCIDAD DE INFILTRACION ACUMULADA.
- FIG. 5.24.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO.
- FIG. 5.25.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. ISOCRONAS DE PRESION DE AIRE Y AGUA Y SUCCION.
- FIG. 5.26.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LA DEFORMACION CON EL TIEMPO.
- FIG. 5.27.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA EN EL BORDE IMPERMEABLE.
- FIG. 5.28.- TRAYECTORIA DE TENSIONES EN CASO DE CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA.
- FIG. 5.29.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. TRAYECTORIAS SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD.

- FIG. 5.30.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA SATURACION.
- FIG. 5.31.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LOS VOLUMENES DE AIRE Y AGUA.
- FIG. 5.32.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LA DEFORMACION.
- FIG. 5.33.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE PERMEABILIDADES Y GRADO DE SATURACION.
- FIG. 5.34.- EVOLUCION DE LA DEFORMACION Y LA PRESION DEL AGUA EN EL BORDE IMPERMEABLE PARA DISTINTOS INCREMENTOS DE CARGA.
- FIG. 5.35.- CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO PARA EL CASO DE COLAPSO.
- FIG. 5.36.- ISOCRONAS DE SUCCION (CARGA A $t=0^-$, INUNDACION DE AMBOS EXTREMOS $t=2$ seg.) CASO COLAPSO.
- FIG. 5.37.- EVOLUCION DEL ASIEN TO EN FUNCION DEL TIEMPO.
- FIG. 5.38.- PERFILES DE PERMEABILIDAD DEL AGUA PARA DIFERENTES INSTANTES DE TIEMPO (INUNDACION DE AMBOS EXTREMOS $t=2$ seg.) CASO COLAPSO.
- FIG. 5.39 a.- EVOLUCION DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE Y DEL AGUA PARA TRES PUNTOS DE LA MUESTRA. CASO COLAPSO.

FIG. 5.39.b.- EVOLUCION DEL GRADO DE SATURACION PARA TRES PUNTOS DE LA MUESTRA. CASO COLAPSO.

FIG. 5.40.- PERFILES DE PERMEABILIDAD DEL AIRE PARA DIFERENTES INSTANTES DE TIEMPO (INUNDACION DE AMBOS EXTREMOS $t = 2$ seg.) CASO COLAPSO.

FIG. 5.41.- INCREMENTOS DE PRESION EN CONDICIONES NO DRENADAS EN LA PRESA DE DAER a) Y USK b). Y COMPARACION DE LA VELOCIDAD DE DISIPACION DE PRESIONES c) (SEGUN PENMAN, 1979).

FIG. 5.42.- VARIACION DE LA ALTURA DEL TERRAPLEN EN FUNCION DEL TIEMPO.

FIG. 5.43.- TRAYECTORIA DE TENSIONES EN LA BASE DEL TERRAPLEN.

FIG. 5.44.- CONSTRUCCION EN CAPA A CAPA. PERFILES DE SATURACION PARA DIFERENTES SUCCIONES INICIALES.

FIG. 5.45.- CONSTRUCCION EN CAPA A CAPA. EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AGUA.

FIG. 5.46.- CONSTRUCCION CAPA A CAPA. PERFILES DE PRESION DE AGUA PARA DISTINTAS SUCCIONES INICIALES DE PUESTA EN OBRA.

FIG. 5.47.- CONSTRUCCION CAPA A CAPA. EVOLUCION DE ASIENTOS PARA DISTINTAS SUCCIONES INICIALES.

FIG. 5.48.- CONSTRUCCION CAPA A CAPA. PERFILES DE ASIENTOS.

- FIG. 5.49.- EVOLUCION DEL PERFIL DE ASIENTOS DE DOS PUNTOS DEL EJE DE LA PRESA DE KREMASTA (SEGUN COMOULOS AND KORYALOS , 1978).
- FIG. 5.50.- INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO.
- FIG. 5.51.- EVOLUCION DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA.
- FIG. 5.52.- TRAYECTORIA DE TENSIONES. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA.
- FIG. 5.53.- TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA.
- FIG. 5.54.- EVOLUCION DE LA DEFORMACION CON EL TIEMPO. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA.
- FIG. 5.55.- PERFILES DE DEFORMACION. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA.
- FIG. 6.1.- GRANULOMETRIA DEL SUELO ESTUDIADO.
- FIG. 6.2.- ESQUEMA DEL MONTAJE REALIZADO PARA LA OBTENCION DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE.
- FIG. 6.3.- INSTALACION PARA MEDIR LA PERMEABILIDAD AL AIRE.
- FIG. 6.4.- MEDIDA DE LA PERMEABILIDAD AL AIRE. EVOLUCION DE LA PRESION DE AIRE CON EL TIEMPO.

- FIG. 6.5.- RELACION ENTRE LA PERMEABILIDAD INTRINSECA DEL AIRE Y $e (1-S_r)$.
- FIG. 6.6.- ESQUEMA DEL MONTAJE REALIZADO PARA LA MEDIDA DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA.
- FIG. 6.7.- INSTALACION PARA MEDIR LA PERMEABILIDAD AL AGUA.
- FIG. 6.8.- RELACION ENTRE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA Y EL INDICE DE POROS.-
- FIG. 6.9.- DEFORMACION DEL APARATO.
- FIG. 6.10.- SECCION DE LA CELULA BASICA.
- FIG. 6.11.- CELULA BASICA.
- FIG. 6.12.- DESPIECE DE LA CELULA BASICA.
- FIG. 6.13.- MONTAJE UTILIZADO PARA LA OBTENCION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO.
- FIG. 6.14.- INSTALACION PARA OBTENER LAS SUPERFICIES DE ESTADO.
- FIG. 6.15 a, b, c, PROCESO DE LA ELABORACION DE LA MUESTRA DE d, e y f.- SUELO.
- FIG. 6.16.- SUPERFICIE DE ESTADO DE INDICE DE POROS.
- FIG. 6.17.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS P_a-P_w EN ESCALA LOGARITMICA.

FIG. 6.18.- RELACION ENTRE INDICES DE POROS MEDIDOS Y ESTIMADOS.

FIG. 6.19.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION.

FIG. 6.20.- RELACION ENTRE GRADOS DE SATURACION MEDIDOS Y ESTIMADOS.

FIG. 6.21.- RELACION ENTRE INDICE DE POROS ESTIMADO Y MEDIDO POR MATYAS AND RADHAKRISHNA (1968).

FIG. 6.22.- RELACION ENTRE EL GRADO DE SATURACION ESTIMADO Y MEDIDO POR MATYAS AND RADHAKRISHNA (1968).

FIG. 6.23.- ENSAYOS MINIMOS ACONSEJABLES PARA DEFINIR LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

FIG. 7.1.- CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO.

FIG. 7.2.- EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA. SOLUCION TEORICA SIN CORRECCION.

FIG. 7.3.- DEFORMACION MEDIDA Y CALCULADA CON SUPERFICIE DE ESTADO DE ESCALONES DE 24 HORAS.

FIG. 7.4.- EVOLUCION DE LA DEFORMACION EN DOS ESCALONES DE CARGA TIPIICOS.

FIG. 7.5.- SUPERFICIES DE ESTADO A LOS 5 MINUTOS Y 24 HORAS DESPUES DE LA APLICACION DE LA CARGA.

FIG. 7.6.- EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA. SOLUCION
TEORICA CORREGIDA.

FIG. 7.7.- EVOLUCION DE LA DEFORMACION MEDIDA Y OBTENIDA CON
EL MODELO TEORICO CORREGIDO.



LISTA TABLAS

TABLA 6.1.- PERMEABILIDAD DEL AIRE SEGUN e Y Sr.

TABLA 6.2.- PERMEABILIDAD DEL AGUA PARA VARIOS INDICES DE POROS.

TABLA 6.3.- COMPRESIBILIDAD DE DIVERSOS EDOMETROS.

TABLA 6.4.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE OBTENCION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

TABLA 6.5.- RELACION ENTRE (INDICE DE POROS), (CARGA-PRESION AIRE) Y (LOGARITMO (SUCCION)).

TABLA 6.6.- RELACION ENTRE (GRADO DE SATURACION), (CARGA-PRESION AIRE) Y (LOGARITMO (SUCCION)).

TABLA 6.7.- RESULTADOS DE LA COMPARACION DE EXPRESIONES ANALITICAS DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO CON RESULTADOS DE ENSAYOS.

TABLA 7.1.- PUNTOS REPRESENTATIVOS DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO MEDIDOS Y ESTIMADOS A LOS 5 MIN. Y 24 HORAS.



LISTA SIMBOLOS

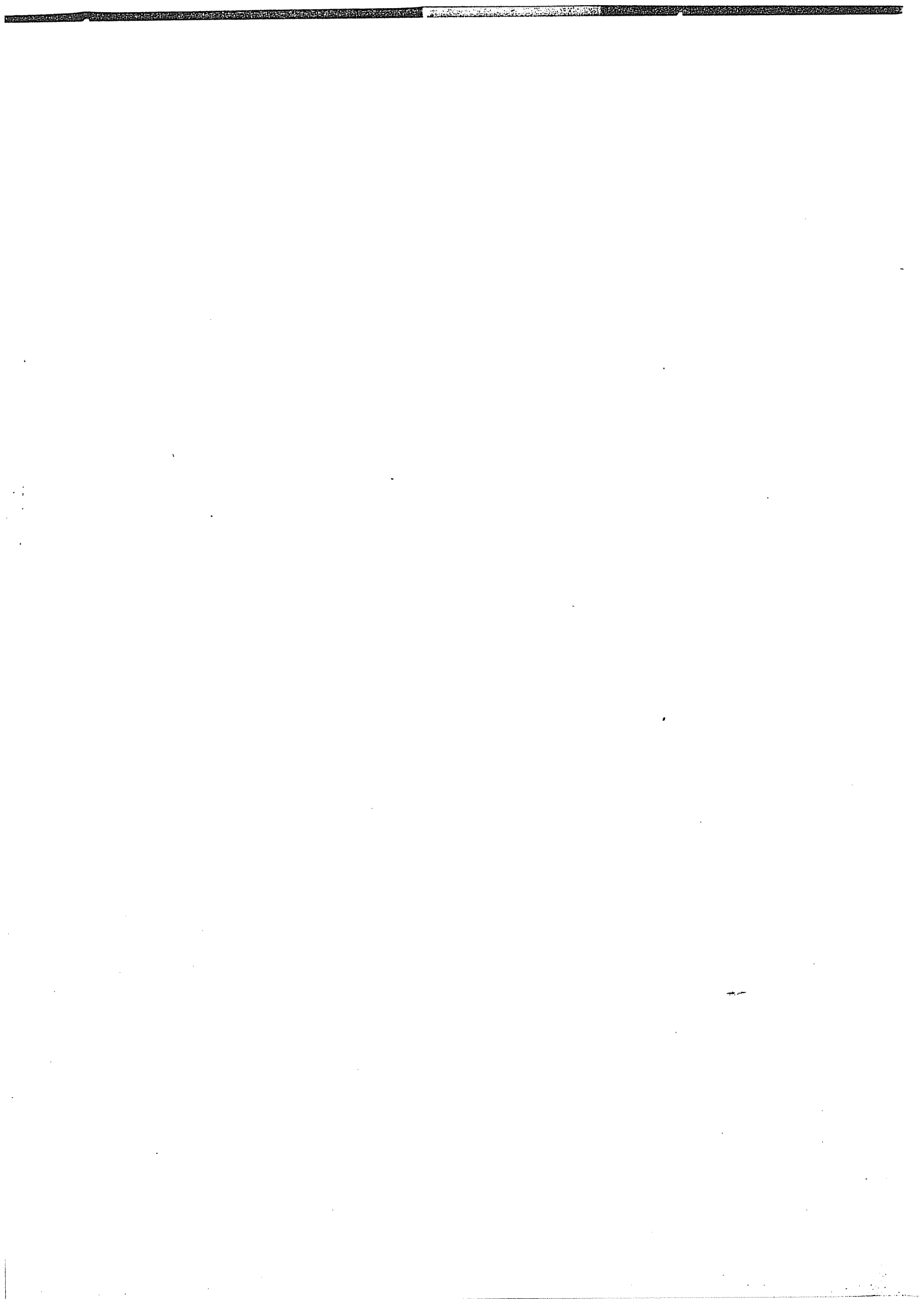
[A]	Matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones para el cálculo de las presiones de aire y agua.
[B]	Operador [L] [N].
B	Parámetro de Skempton.
Ba	Relación entre el incremento de presión de aire y el incremento de presión exterior en condiciones no drenadas.
Bw	Relación entre el incremento de presión de agua y el incremento de presión exterior en condiciones no drenadas.
Cw	Compresibilidad del agua.
{D}	Vector de términos independientes en el sistema de ecuaciones para el cálculo de las presiones de aire y agua.
\bar{D}' , D'_{ij}	Tensor de difusión del vapor de agua en el suelo, para la acción de gradientes de succión.
\bar{D}_{dv}	Tensor de difusión del vapor de agua en el aire del suelo.
{F}	Vector que relaciona { ϵ } con $(P_a - P_w)$.
[G]	Matriz que relaciona { ϵ } con { σ^r }.
H	Constante de Henry.
[K]	Matriz que multiplica a las presiones de aire y agua en las ecuaciones de continuidad.
\bar{K}	Permeabilidad intrínseca del aire (L^2).
Ka	Permeabilidad del suelo al aire.
\bar{K}_a , K_{aij}	Tensor de permeabilidad del suelo al aire.
Kra	Permeabilidad relativa del aire.
Krw	Permeabilidad relativa del agua.

Kw	Permeabilidad del suelo al agua.
\bar{K}_w, K_{wij}	Tensor de permeabilidad del suelo al agua.
[L]	Operador de derivación (3.119).
[M]	Matriz de rigidez tangente.
[N]	Matriz de funciones de interpolación (3.116).
Ni	Funciones e interpolación en el F.E.M.
{P}	Vector de presiones de aire y agua en los nodos.
Pa	Presión del aire.
Pai	Presión del aire en el nodo i.
Pap	Presión parcial de aire.
Patm	Presión atmosférica.
Pao	Presión de aire inicial.
Pm	Peso molecular del agua.
Pma	Peso molecular del aire.
Pv	Presión del vapor de agua.
Pvo	Presión de vapor sobre superficie libre plana.
Pw	Presión del agua.
Pwi	Presión del agua en el nodo i.
Pwo	Presión de agua inicial.
R	Constante universal de los gases (J/°K mol).
{R}	Vector de términos independientes en las ecuaciones de continuidad.
S	Superficie de contorno.
S ₁	Superficie del contorno donde se fijan las presiones de agua.
S ₂	Superficie del contorno donde se fija el flujo de agua.
S' ₁	Superficie del contorno donde se fijan las presiones de aire.
S' ₂	Superficie del contorno donde se fija el flujo de aire.

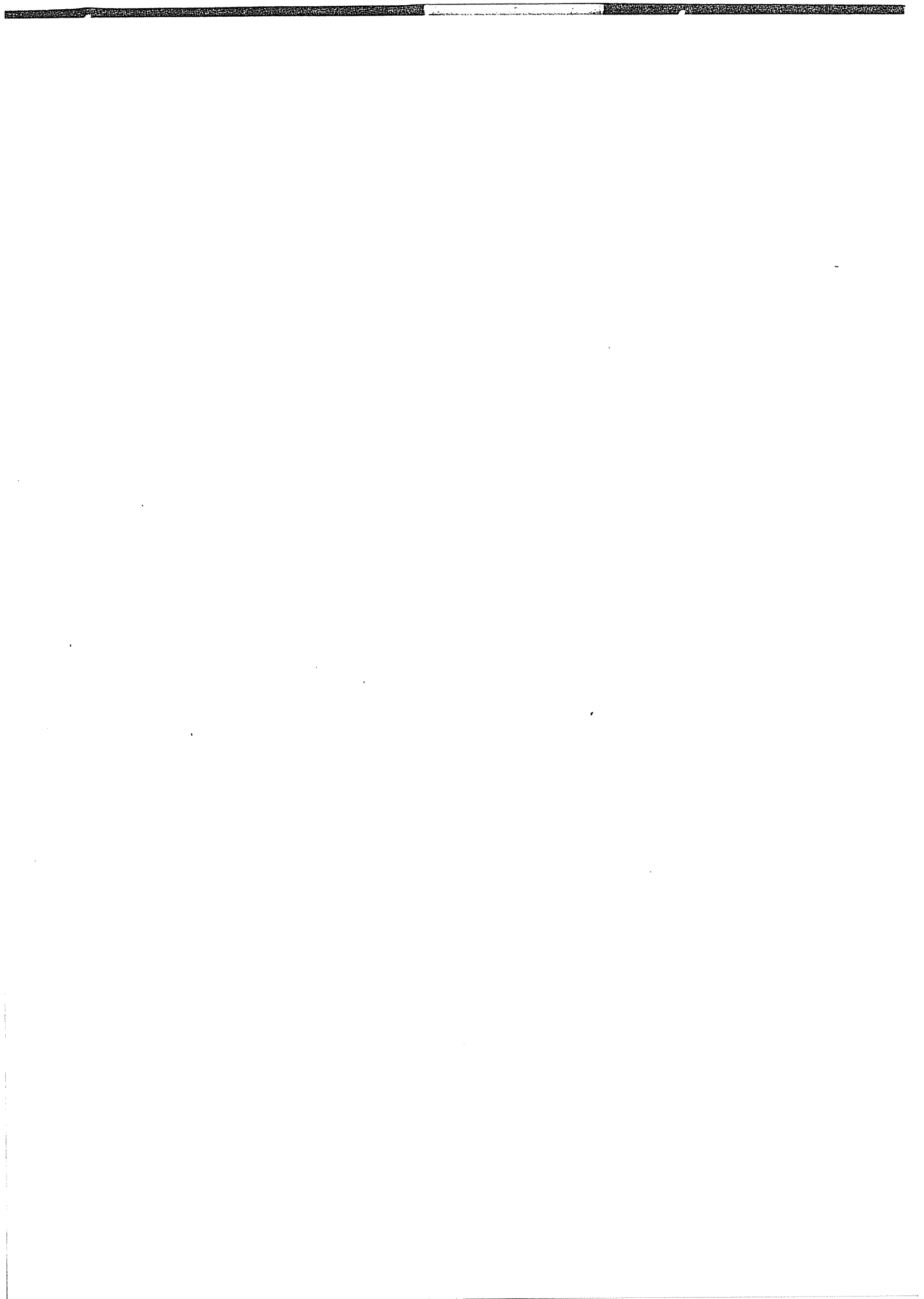
Sr	Grado de saturación.
Sr _o	Grado de saturación inicial. Constante en apartados 5.4 y 6 del Capitulo VI.
T	Temperatura.
\bar{T}	Tensiones fijadas en el contorno.
[T]	Matriz que multiplica a las derivadas de las presiones de aire y agua en las ecuaciones de continuidad.
V	Volumen del suelo en estudio.
V _o	Volumen de suelo inicial.
V _a	Volumen de aire.
V _{ao}	Volumen de aire inicial.
V _{af}	Volumen de aire libre.
V _d	Volumen de aire disuelto.
V _v	Volumen de poros del suelo.
V _{vo}	Volumen de poros inicial.
V _w	Volumen de agua.
W _a	Peso de aire.
W _w	Peso de agua.
W _s	Peso de partículas sólidas.
\vec{X}, X_i	Fuerzas de masa.
{a}	Vector de desplazamientos en los nodos.
a_i^j	Desplazamiento según "i" en el nodo j.
a_v	Coefficiente de compresibilidad del suelo.
c	Contenido volumétrico de agua.
e	Indice de poros.
e_o	Indice de poros inicial. Constante en apartados 5.4 y 6 del Capitulo VI.
{f}	Vector de fuerzas equivalentes.
g	Aceleración de la gravedad.
n	Porosidad.

n_0	Porosidad inicial.
\vec{n}	Vector unitario normal a la superficie de contorno donde se aplican tensiones.
\vec{r}	Vector unitario normal a una superficie de contorno.
t	Tiempo.
\vec{u}, u_i	Desplazamientos.
\vec{u}_i	Desplazamientos fijados.
\vec{v}_a, v_{ai}, v_a	Velocidad del aire (en el sentido de la ley de Darcy).
\vec{v}_w, v_{wi}, v_w	Velocidad del agua (en el sentido de la ley de Darcy).
$\vec{v}_w^{vap}, v_{wi}^{vap}, v_w^{vap}$	Velocidad del vapor de agua (en el sentido de la ley de Darcy).
\bar{x}	Vector de presión de un punto.
x, y, z, x_i	Coordenadas cartesianas.
z	Coordenada vertical.
ψ	Fuerza residual.
Ψ	Potencial capilar.
χ	Parámetro de la ecuación de tensión efectiva (2.54)
β	Compresibilidad del aire.
γ_a	Peso específico del aire.
γ_s	Peso específico de las partículas sólidas.
γ_w	Peso específico del agua.
δ	Asiento, deformación total.
δ_{ij}	Tensor identidad.
ϵ_{ij}	Tensor de deformaciones.
λ	Valor del flujo fijado en el contorno.
μ	Viscosidad del agua.
μ_a	Viscosidad del aire.

π	Valor del flujo másico de aire prefijado.
ρ'	Densidad de la mezcla aire-agua.
ρ_a	Densidad del aire.
ρ_w	Densidad del agua.
ρ^{vap}	Densidad del vapor de agua.
ρ_{wo}^{vap}	Densidad del vapor de agua para una humedad relativa del 100%.
σ	Tensión total.
σ'	Tensión efectiva.
$\{\sigma^*\}$	Vector de tensiones ($\sigma_{xx} - P_a, \sigma_{yy} - P_a, \sigma_{zz} - P_a, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}$).
σ_{ij} ($\sigma_{xx}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{yx}, \dots$)	Tensor de tensiones.
σ_s	Tensión superficial.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensiones principales de mayor a menor.
φ^*	Potencial del aire.
φ_w	Potencial del agua.
φ_z	Potencial gravitatorio.
ω	Humedad.



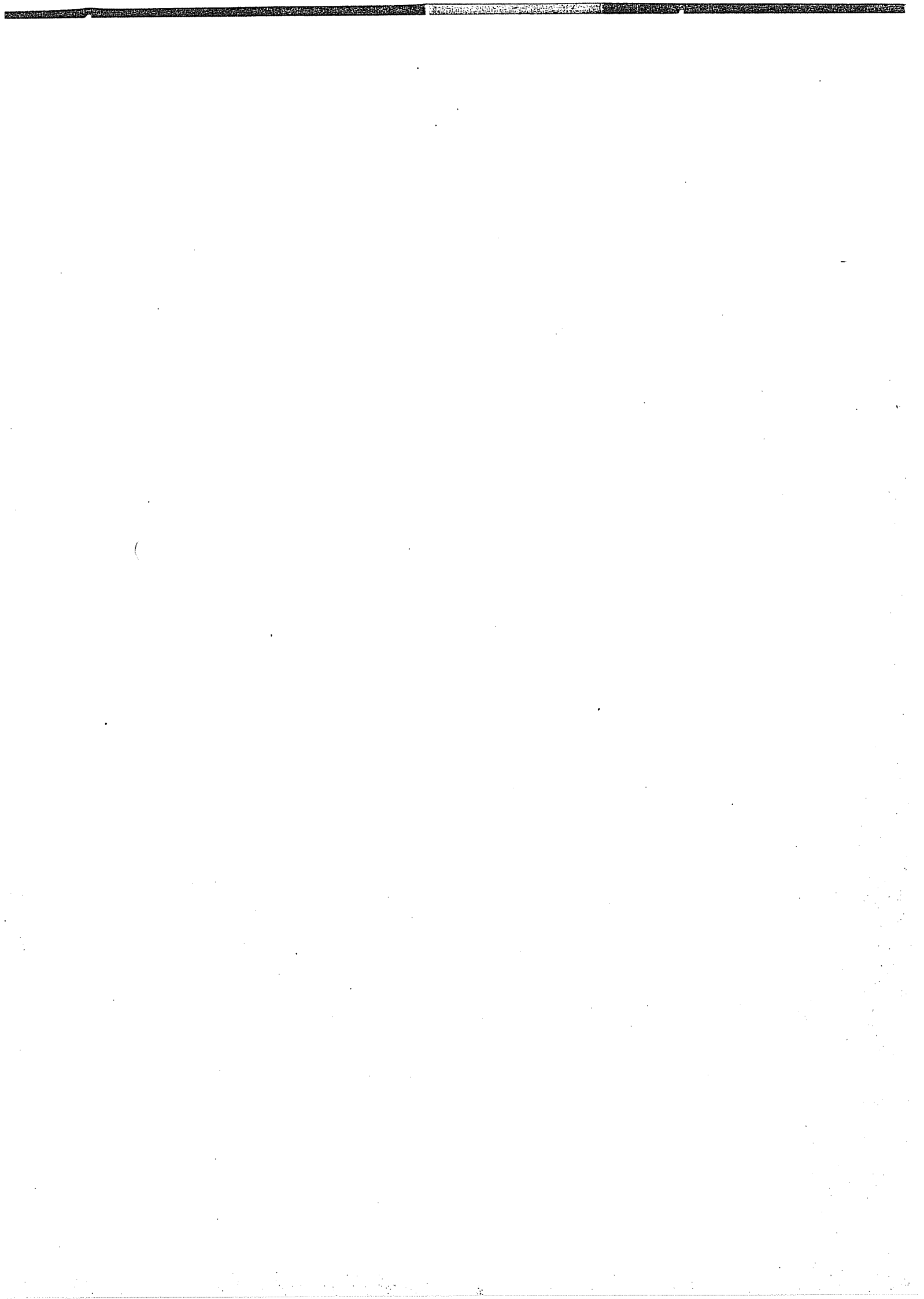




CAPITULO I

INTRODUCCION

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- OBJETIVOS Y ALCANCE.
- 3.- CONTENIDO.



1.- INTRODUCCION.

Hasta el momento presente las bases de la Mecánica del Suelo se han desarrollado para un suelo totalmente seco o totalmente saturado. El principio de tensiones efectivas permite edificar un cuerpo único de doctrina aplicable a estos casos extremos de saturación. Sin embargo el comportamiento del suelo no saturado reviste una serie de particularidades que en modo alguno pueden ser explicadas con las teorías aplicables al suelo saturado.

En particular, el principio de las "tensiones efectivas" que constituye uno de los pilares básicos del estudio del comportamiento del suelo saturado no puede ser empleado para explicar el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, especialmente en lo que se refiere a los cambios de volumen que experimenta el suelo no saturado bajo cambios en las condiciones ambientales o de carga exterior.

Las razones apuntadas por Fredlund (1979) para justificar el escaso desarrollo de la Mecánica del Suelo no Saturado hasta el momento presente son de dos tipos:

- Falta de una apropiada base teórica, ya que no se han establecido hasta el momento ecuaciones constitutivas que recojan los mecanismos que gobiernan el comportamiento del suelo no saturado. Esto es debido a que los factores que intervienen en el comportamiento del suelo son muy numerosos, complejos y en general difíciles de medir y controlar.

- Los costes que se derivan de un estudio a fondo del problema, superan, bajo el punto de vista del constructor, a los riesgos de daño que se derivan para las obras del empleo de métodos de diseño clásicos. Por otra parte no ha fructificado hasta el momento ninguno de los numerosos intentos de aportar criterios de diseño, válidos, deducidos a partir de estudios empíricos.

Sin embargo gran parte de la superficie emergida de la tierra está constituida por suelos no saturados, sujetos a cambios de humedad estacionales provocados por cambios en las condiciones ambientales de origen natural o a cambios bruscos de humedad debidos a cambios en las condiciones ambientales de origen artificial. En cualquier caso la profundidad de terreno afectado por cambios de humedad puede alcanzar los diez o quince metros superficiales del suelo en zonas de clima mediterráneo. Esto provoca cambios de volumen y resistencia en el suelo que pueden llegar a ser importantes y llevar a situaciones de carácter patológico a construcciones cimentadas sobre dichos suelos.

Por otra parte las obras de tierra están constituidas por suelos compactados que dada su naturaleza son suelos parcialmente saturados al menos durante la fase de construcción. Parte de estas obras de tierra están sometidas a cambios de humedad, sobrecargas y grado de saturación a lo largo de su construcción y vida útil. Entre este tipo de obras destacan por su importancia las presas de tierra, grandes terraplenes y diques.

En todas esas obras se conocen, gracias a los oportunos

controles, las condiciones de puesta en obra de los materiales que las componen pero sin embargo es muy difícil llegar a conocer cual será la evolución de los parámetros que rigen el comportamiento de la obra, tanto durante su construcción como durante su periodo de servicio. Esto hace que el proyecto se realice siguiendo unas reglas de buena práctica que proporcionan una estimación ~~cuantitativa~~ de la seguridad de la obra pero sin posibilidad de predecir el comportamiento de la obra y por tanto de proyectarla correctamente.

La complejidad del comportamiento de los suelos no saturados reside fundamentalmente en el hecho de que aquél depende tanto de las condiciones iniciales y estado de carga como de la historia de saturación y tensión a la que ha sido sometido.

Cambios en el estado de saturación del suelo, aún bajo carga exterior constante producen cambios volumétricos del suelo de indudable importancia.

Para hacer frente a estos condicionantes son posibles dos actitudes:

La primera consiste en el seguimiento del comportamiento del suelo "in situ", mediante la conveniente instrumentación, durante largos periodos de tiempo, asociado a la realización de ensayos de laboratorio relativamente simples. Para ello es necesario realizar un esfuerzo de cara a la obtención y evaluación de gran número de datos fiables. La segunda actitud consiste en elaborar modelos para representar el comportamiento del suelo frente a cambios generales en las condiciones ambientales. Este segundo camino no está libre de la realización de

precisos ensayos de laboratorio y exige la utilización de técnicas de análisis más sofisticadas.

Estas dos actitudes aunque sean independientes no se excluyen y el avance del conocimiento del comportamiento del suelo no saturado exige la utilización de ambos métodos de estudio.

2.- OBJETIVOS Y ALCANCE.

El trabajo realizado responde a la necesidad de elaborar un modelo de comportamiento deformacional del suelo asociado a cambios en el estado tensional del mismo provocados tanto por la aplicación de cargas como por las variaciones de las presiones de los poros debidas a la existencia de un flujo no estacionario inducido por un cambio en las condiciones ambientales del suelo. Este modelo se ha desarrollado para estados de carga sin deformación lateral y flujo unidimensional.

El modelo contempla la deformación no drenada originada por la aplicación instantánea de una carga por un lado y las deformaciones asociadas a flujo no estacionario (tanto de aire como de agua) por otro.

Para que el modelo sea aplicable a un amplio espectro de grados de saturación del suelo (el caso de un suelo saturado, debe poder ser tratado como un caso particular de suelo con saturación unidad) debe incorporarse en él la posibilidad de reflejar el comportamiento fuertemente no lineal del suelo parcialmente saturado. Este comportamiento no lineal se manifiesta fundamentalmente en el comportamiento conjunto de colapso-hinchamiento y en grandes variaciones de la rigidez y de las permeabilidades del agua y del aire en el suelo al variar el estado de saturación y deformación del mismo.

Por otra parte el modelo debe ser capaz de incorporar condiciones de contorno lo más generales posible.

El modelo teórico parte de la base de la existencia de

unos parámetros y funciones, (no necesariamente explícitas) que relacionan a las distintas variables que intervienen en el problema. Para la utilización del modelo es necesario obtener esos parámetros y relaciones mediante la experimentación adecuada en laboratorio. Los ensayos necesarios son en principio numerosos y de cierta complejidad, por lo que es conveniente establecer formulaciones semi-empíricas que tiendan a minimizar el número de ensayos a realizar para reflejar con precisión el comportamiento del suelo.

Por otra parte entre los aspectos no recogidos por el modelo realizado se encuentran las de no contemplar el flujo inducido por gradientes térmicos, de escasa significación en la mayoría de ocasiones y las deformaciones del suelo debidas a fluencia. Sin embargo el modelo realizado contribuye a un mejor conocimiento teórico del comportamiento del suelo parcialmente saturado ya que su generalidad permite evaluar la importancia de los mecanismos que se desarrollan en cada situación en particular, al conocer la evolución de una serie de parámetros cuya medida experimental es muy difícil.

Por último este trabajo constituye un paso más en la tarea de poner a disposición del proyectista nuevos métodos de cálculo y técnicas de laboratorio, de indudable valor en la realización de obras, tales como presas de tierra, ya que permite la estimación de las presiones del agua en los poros y la deformación del suelo durante la construcción y vida útil de dichas obras.

3.- CONTENIDO.

A continuación se describe brevemente el contenido de cada uno de los capítulos en los que se ha dividido este - trabajo:

CAPITULO I.- INTRODUCCION. En este capítulo se introduce el tema del comportamiento del suelo no saturado, se describen los objetivos del trabajo y se adelanta el contenido del mismo.

CAPITULO II.- GENERALIDADES. En este capítulo se desarrollan los conceptos básicos necesarios para el posterior desarrollo del trabajo. Por otra parte se realiza una revisión histórica sobre los trabajos relacionados con el tema de la deformación de los suelos no saturados.

Se hace especial hincapié en la ineficacia de las "tensiones efectivas" para explicar el comportamiento del suelo y en como estas pueden ser sustituidas por las denominadas superficies de estado. También se recogen modelos y resultados conocidos para estimar la permeabilidad del aire y del agua en suelos parcialmente saturados.

CAPITULO III.- MODELO MATEMATICO DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN CONDICIONES DRENADAS. En este capítulo se desarrolla un modelo de comportamiento deformacional del suelo asociado al - flujo de aire y de agua. Este flujo puede estar motivado por la disipación de un aumento brusco de las presiones del aire y del agua en el suelo debido a la aplicación de cargas exteriores o bien puede estar inducido por cambios en las condiciones de saturación en el contorno. En ambos casos existen deformes

maciones en el suelo por cambio de las presiones en los poros.

Partiendo de las ecuaciones de continuidad del aire y del agua y de la ecuación de equilibrio de un elemento de suelo se ha planteado el problema del cálculo de las presiones en los poros, tensiones y deformaciones en el caso más general de estado tridimensional. Se desarrollan las ecuaciones mencionadas siguiendo el método de Galerkin y se sugiere un método de cálculo que utiliza la técnica de los elementos finitos para la resolución del problema.

Sin embargo la falta de las adecuadas ecuaciones constitutivas que relacionen el estado de deformación y saturación del suelo en el caso tridimensional con el estado de tensión (referido a la presión del aire) y la succión hace que no se pueda más que plantear la solución del problema.

La formulación se ha completado y por lo tanto se ha resuelto el problema para el caso de estado de carga sin deformación lateral con flujo unidimensional, para el cual es posible relacionar de una manera directa, a través de superficies de estado obtenibles en laboratorio, el estado de tensión con la deformación y saturación del suelo.

El método de cálculo tiene en cuenta la profunda no linealidad del problema.

CAPITULO IV.- COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN CONDICIONES NO DRENADAS SIN DEFORMACION LATERAL. En este capítulo se analiza el comportamiento del suelo tras la aplicación de una carga en condiciones no drenadas y unidimensionales.

Para calcular las presiones de agua y aire tras la carga se compatibilizan las variaciones de la porosidad y del grado de saturación por efecto de las variaciones en las presiones del aire y del agua con las variaciones dadas por las superficies de estado.

El método anterior al ser aplicado a suelos con distintas cargas y saturaciones iniciales permite extraer pautas de comportamiento de interés práctico.

CAPITULO V.- APLICACIONES DE LOS MODELOS DRENADOS Y NO DRENADOS A CASOS TIPICOS. Los modelos de deformación con drenaje y sin drenaje en condiciones unidimensionales desarrollados en los capítulos III y IV se aplican a casos típicos de la mecánica del suelo no saturado tales como los procesos de imbibición, deformación del suelo bajo carga constante por cambios en su estado de saturación, consolidación con succión controlada, etc.

Por otra parte se modifica el modelo desarrollado en el capítulo III y IV para poder resolver el caso de la construcción capa a capa de un terraplén extenso.

Por último se adapta el modelo para analizar el caso de la generación de presiones asociadas al hinchamiento cuando se aumenta el grado de saturación del suelo bajo condiciones de deformación prefijadas.

CAPITULO VI.- OBTENCION EXPERIMENTAL DE LAS RELACIONES USADAS EN EL MODELO. En este capítulo se describen las técnicas de laboratorio que se han empleado para obtener los parámetros que se deben introducir en el modelo. Se ha medido la permeabilidad

del aire para varios grados de saturación y deformación y la permeabilidad del agua para varios estados de deformación.

Se ha diseñado y construido un aparato específicamente para la obtención experimental de las superficies de estado.

A la vista de los resultados obtenidos en los ensayos para la obtención experimental de las superficies de estado para un determinado suelo, se sugieren unas expresiones analíticas para dichas superficies.

CAPITULO VII.- COMPROBACION DE LOS MODELOS TEORICOS EN UN CASO PRACTICO. En este capítulo se compara los resultados aportados por el modelo teórico con los medidas experimentalmente en el laboratorio. Esta comparación se establece a través de la predicción de la evolución de la deformación en el suelo tras un incremento de carga instantáneo.

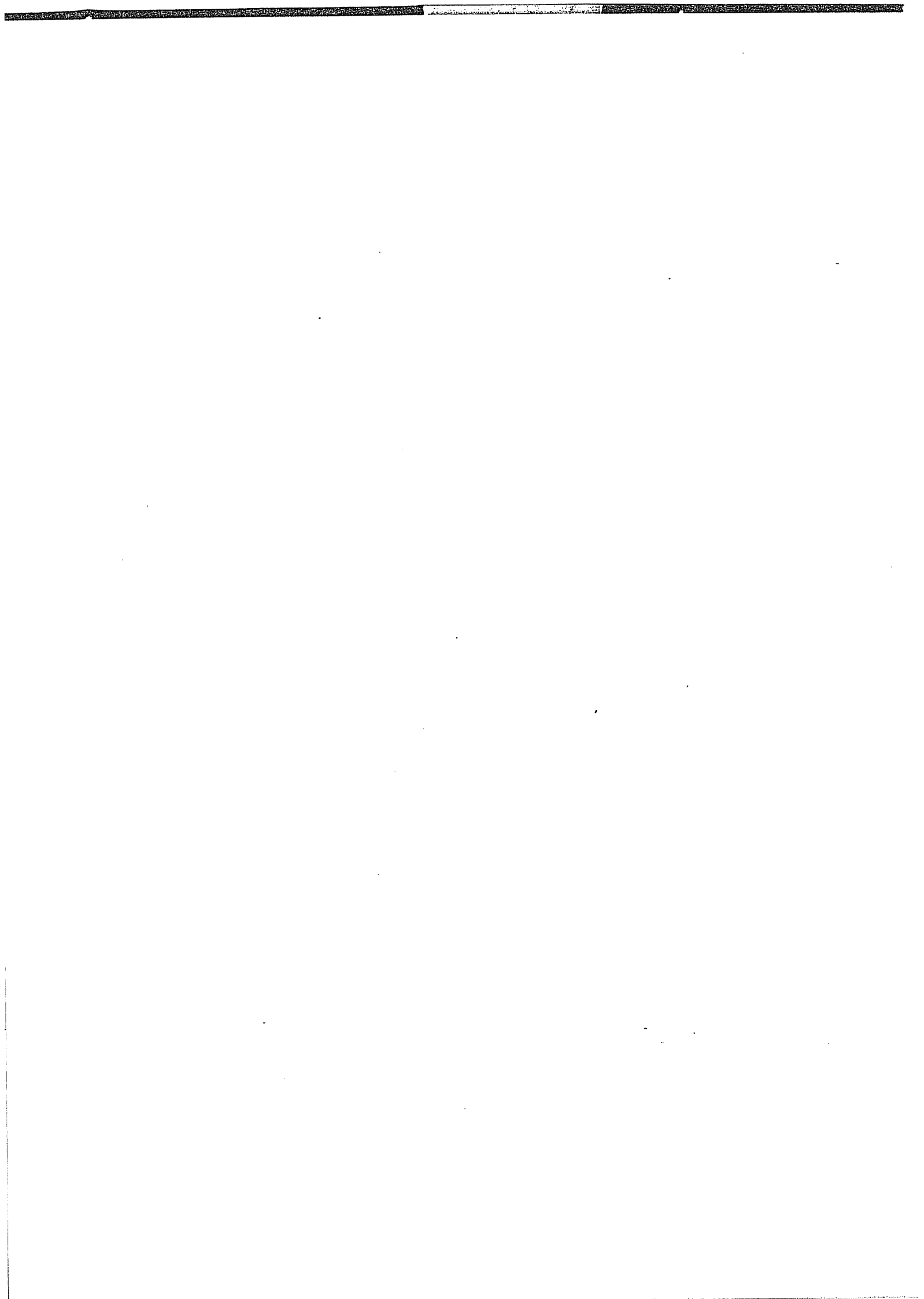
A partir de la comparación de la evolución de la deformación medida experimentalmente con la predicha por el modelo se juzga la validez del modelo desarrollado.

CAPITULO VIII. CONCLUSIONES Y LINEAS DE INVESTIGACION ABIERTAS. En este capítulo se recogen las conclusiones derivadas del análisis de los resultados obtenidos en este estudio.

Por otra parte se presentan las líneas de investigación abiertas por el presente trabajo, tanto desde el punto de vista de completarlo en aquellos aspectos no recogidos en él como desde el punto de vista de seguir la línea de investigación iniciada hacia un mejor conocimiento de la mecánica del suelo no saturado.

APENDICE.- DOCUMENTACION DEL PROGRAMA DE CALCULO NUMERICO. En el apéndice se recoge la documentación del programa de cálculo básico. Este programa básico ha sido modificado para resolver problemas especiales tales como la construcción capa a capa de un terraplén o la saturación de un suelo con deformación controlada. La documentación aportada para el programa básico, sigue las normas establecidas por el subcomité de documentación de programas de la Soil Mechanics and Found. Div, de la A.S.C.E. (1973). Se incluye también los listados de los programas resultantes de la modificación del básico.

En el apéndice se ha incluido como anexo 1 un breve comentario sobre la utilización de "splines" en la interpolación de las superficies de estado y como anexo 2 una separata del artículo "Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour" publicado en Geotechnique en 1980. Esto permite hacer del apéndice un documento casi autocontenido, utilizable sin necesidad de consultar el resto de los volúmenes del trabajo, ya que en dichos anexos se establecen las líneas básicas necesarias para comprender la documentación del programa.



CAPITULO II

GENERALIDADES

- 1.- INTRODUCCION.
- 2.- NATURALEZA DEL SUELO NO SATURADO.
 - 2.1.- ORIGENES.
 - 2.2.- COMPOSICION DEL SUELO NO SATURADO.
 - 2.2.1.- FASE SOLIDA.
 - 2.2.2.- AGUA.
 - 2.2.3.- AIRE.
 - 2.2.4.- SALES DISUELTAS.
 - 2.3.- TENSION SUPERFICIAL. SUCCION.
 - 2.4.- COMPONENTES DEL POTENCIAL DE AGUA Y AIRE EN EL SUELO.
 - 2.5.- CONFIGURACION DEL AIRE Y AGUA SEGUN EL GRADO DE -
SATURACION DEL SUELO.
- 3.- MOVIMIENTO DEL AIRE Y AGUA EN EL SUELO.
 - 3.1.- CAUSAS DEL MOVIMIENTO DEL AGUA. EFECTO DE LA TEMPERATURA.
 - 3.2.- MOVIMIENTO DEL AGUA EN CONDICIONES ISOTERMAS.
 - 3.2.1.- MOVIMIENTO DEL AGUA LIQUIDA.
 - 3.2.1.1.- VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON LA POROSIDAD.
 - 3.2.1.2.- VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON EL GRADO DE SATURACION.
 - 3.2.2.- MOVIMIENTO DEL AGUA EN FORMA DE VAPOR.
 - 3.3.- MOVIMIENTO DEL AIRE EN CONDICIONES ISOTERMAS.
 - 3.4.- SOLUCIONES EXISTENTES AL PROBLEMA DEL FLUJO EN SUELO NO SATURADO E INDEFORMABLE.

3.4.1.- FLUJO VERTICAL.

3.4.2.- FLUJO BIDIMENSIONAL.

4.- TENSIONES SIGNIFICATIVAS.

4.1.- COMPORTAMIENTO DEL SUELO NO SATURADO FRENTE A CAMBIOS DE SATURACION BAJO CARGA.

4.2.- PARAMETROS DE ESTADO EN UN SUELO NO SATURADO.

4.3.- TENSIONES SIGNIFICATIVAS.

4.4.- SUPERFICIES DE ESTADO.

5.- DEFORMACION DEL SUELO EN CONDICIONES NO DRENADAS.

5.1.- COMPRESIBILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA.

5.2.- DEFORMACION DEL SUELO.

6.- CONSOLIDACION.

6.1.- INTRODUCCION.

6.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA SEGUN BARDEN.

6.3.- MODELOS PARA SUELOS PROXIMOS A LA SATURACION.

6.4.- MODELO DE RICHARDS PARA SUELOS EXPANSIVOS.

6.5.- MODELOS QUE EMPLEAN LA FORMULACION DE TENSIONES EFECTIVAS DE BISHOP.

6.6.- MODELO DE FREDLUND Y HASAN.

7.- VALORACION DEL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.

1.- INTRODUCCION.

En el presente capítulo se analizan aquellos conceptos que se han considerado básicos para el posterior desarrollo del presente trabajo. Por otra parte se ha realizado una revisión histórica de aquellos temas ligados al contenido del mismo.

Más que la mera enumeración de una serie de referencias bibliográficas se ha pretendido realizar el análisis de los trabajos que se han considerado básicos en la evolución del estudio del comportamiento deformacional del suelo no saturado.

Los temas estudiados se han agrupado en tres apartados de carácter básico general y en dos apartados que tratan de analizar el comportamiento del suelo en situaciones específicas. Los tres apartados primeros corresponden al análisis de la naturaleza del suelo no saturado (estudio de las componentes o fases y efecto de sus interconexiones en el comportamiento del suelo), al análisis del movimiento del aire y del agua en el interior del suelo (causas del movimiento y leyes que lo rigen, etc.) y al análisis de aquellos parámetros que definen el estado del suelo no saturado (parámetros y superficies de estado, tensiones significativas).

En los dos apartados posteriores se realiza una revisión de los modelos existentes para la deformación del suelo en condiciones no drenadas y de aquellos modelos que reflejan la deformación del suelo asociada al flujo del aire y del agua.

2.- NATURALEZA DEL SUELO NO SATURADO.

2.1.- ORIGENES.

El origen de un suelo parcialmente saturado puede ser natural o artificial.

Gran parte de los suelos sedimentarios se han depositado en ambientes acuosos y por tanto en sus orígenes han estado totalmente saturados. Estos depósitos que son consolidados en ambiente acuoso pueden ser susceptibles de desecación si desciende el nivel de la superficie libre del agua por debajo de la superficie del terreno. Esta desecación se produce por - evapotranspiración del agua a través de la superficie y por tanto los suelos desecados abundan en lugares de clima árido aunque no son exclusivos de lugares con dicho clima. Según Aitchison (1969) los suelos desecados pueden alcanzar al 30% de la - superficie emergida del planeta. (El 70% restante estaría constituido por rocas, o por zonas con el nivel freático muy superficial y con pocas posibilidades de drenaje). A este respecto hay que mencionar que se han detectado problemas de hinchamiento en suelos expansivos (uno de los casos típicos de - suelos naturales parcialmente saturados) en latitudes tan dispares como las del Canadá, México, India, Sudafrica, España, etc. (Chen. F.H., 1975) lo que da una clara idea de la extensa distribución de los suelos parcialmente saturados, presentes aún en lugares cuyo clima dista mucho de poder ser considerado árido.

Además de los suelos desecados son suelos naturales no saturados los suelos transportados y depositados en ambientes

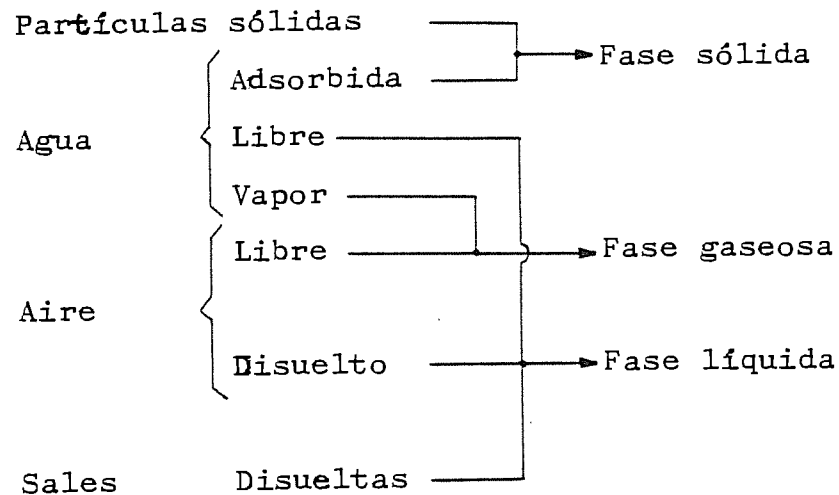
no acuosos. Los loess, que ocupan grandes regiones de la U.R. S.S., U.S.A., China, Argentina, etc. (Abelev, M.Y., 1975), y los limos yesíferos (Faraco, 1972) constituyen un caso típico de este tipo de suelos.

Por último entre los suelos naturales no saturados cabe considerar a los suelos cuyo origen es la meteorización "in situ" de la roca madre, como ejemplo de este tipo de suelos residuales pueden citarse a las arenas resultantes de la meteorización del granito (López Corral, 1978).

Por otra parte los suelos compactados son otro caso - típico de suelo no saturado. (Su grado de saturación no alcanza casi nunca al 95%). Según Barden (1965) el comportamiento de los suelos compactados y el de los suelos desecados naturalmente tienen ciertos aspectos comunes que, por tanto, pueden ser estudiados conjuntamente. Sin embargo dicho autor resalta que los suelos compactados poseen huecos de aire mayores que los de los suelos desecados.

2.2.- COMPOSICION DEL SUELO NO SATURADO.

El suelo no saturado es un sistema trifásico, compuesto por sólidos agua y aire. En el siguiente cuadro debido a Yoshimi and Osterberg (1963) se resumen las relaciones existentes entre las fases y los componentes del suelo no saturado.



Fredlund and Morgenstern (1977) consideran a la interfase entre el aire libre y el agua libre como una cuarta fase aduciendo que los requisitos para que se pueda hablar de fases diferenciadas son:

- a) que tengan propiedades diferentes de las de las fases que la rodean.
- b) que tengan superficies de contorno definidas.

Dichos autores aducen que la interfase aire -agua, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene una densidad menor, una mayor conductividad térmica y otras propiedades de carácter óptico distintas de las del agua y el aire a las que separa.

Sin embargo en el presente análisis se considerará al suelo como un sistema trifásico compuesto por un esqueleto - sólido con poros rellenos de aire y agua, la influencia de la

"membrana contráctil" es tenida en cuenta implícitamente al considerar el comportamiento del agua y del aire en el suelo. En apartados sucesivos se irán examinando cada una de estas fases y las distintas relaciones existentes entre ellas, el conocimiento de estas interconexiones constituye la base para un buen entendimiento del comportamiento macroscópico del suelo no saturado.

2.2.1.- FASE SOLIDA.

Las partículas sólidas del suelo están constituidas por minerales diversos cuyo tamaño y forma puede variar dentro de amplios márgenes. Según Lambe and Whitman (1968), cualquier partícula de suelo posee una carga eléctrica neta negativa debido principalmente a las sustituciones isomorfas dentro de la red cristalina del mineral. El papel que juega esta carga eléctrica en el comportamiento del suelo está directamente relacionado con la superficie específica de la partícula. Para superficies específicas mayores de $25 \text{ m}^2/\text{gr}$ el papel de las fuerzas eléctricas es preponderante al de las fuerzas de gravedad y el comportamiento de las partículas en suspensión es coloidal. El rango de tamaños de partículas con comportamiento coloidal - oscila entre 1 nm. y $1 \mu\text{m}$, por lo que incluye a la práctica totalidad de las partículas arcillosas ($\phi < 2 \mu\text{m}$). Cuando la superficie específica de la partícula es menor (las partículas de limo poseen una superficie específica del orden de $1 \text{ m}^2/\text{gr}$.) las fuerzas eléctricas pierden su papel predominante, las partículas pueden considerarse inertes, y las interacciones entre ellas se establecen siempre a través de contactos físicos.

Sin embargo, gran número de propiedades ingenieriles del suelo (permeabilidad, deformabilidad y resistencia) dependen en gran medida del comportamiento de la fracción más fina de éste, aún cuando represente una proporción en peso pequeña frente al total del suelo (Gibbs et al. 1960).

Debido a la atracción de la carga neta negativa que poseen las partículas de arcilla, en la superficie de ésta se sitúan cationes, si es que están presentes en el agua que rodea a las partículas arcillosas. Estos cationes pueden ser sustituidos fácilmente si en la disolución entran otros cationes con una mayor afinidad eléctrica con las partículas. Al conjunto formado por la partícula cargada negativamente y los iones en disolución que la rodean se le denomina capa doble difusa. El espesor de esta capa doble aumenta al disminuir la concentración de cationes, la valencia de éstas y al aumentar el valor de la constante dieléctrica del medio.

Las propiedades de esta capa doble son bien conocidas y afectan al comportamiento del agua que rodea a las partículas y a la estructura del suelo. Existe una capa de aproximadamente dos moléculas de agua adsorbida a la superficie de las partículas, que, dada la gran superficie específica de éstas en algunas arcillas, puede constituir un porcentaje apreciable del agua del suelo. El resto del agua de la capa doble está atraída por la partícula sólida con una fuerza que disminuye con la distancia a ésta de forma que en las proximidades de la partícula el agua es indesplazable por gradientes hidrodinámicos y puede considerarse que forma parte de la fase sólida del suelo.

Means and Parcher (1963) afirman que la viscosidad del agua aumenta a medida que está más cerca de la partícula. En suelos muy secos la gran viscosidad del agua que rodea a las partículas dificulta el movimiento relativo entre ellas, aumentando la rigidez y resistencia del suelo. Este efecto desaparece al aumentar el grado de saturación del suelo ya que el espesor de la capa doble se hace mayor y disminuye la viscosidad del agua de las capas exteriores de las capas dobles.

El espesor de la capa doble tiene influencia por otra parte en la estructura del suelo. Si el espesor de la capa doble es grande se tiende a formar una estructura dispersa - mientras que si el espesor es pequeño tiende a formarse una estructura floculada.

Respecto a los suelos compactados, es de gran importancia la humedad de compactación en el tipo de estructura resultante del suelo. A rasgos generales para humedades por el lado seco del óptimo la concentración del electrolito es alta y se favorece una estructura flocuada mientras que para humedades del lado húmedo se favorece la formación de estructuras más dispersas. (Seed and Chan, 1959).

Diversos autores (Bolt, (1956), Jimenez Salas y Serratosa (1953) Lambe (1958), Ravina (1973), Stepkowska(1980)) basándose en la existencia de la capa doble y a partir de consideraciones microestructurales elaboran modelos para explicar el comportamiento macroscópico del suelo. Sin embargo hay que resaltar que gran parte del comportamiento del suelo está basado en el comportamiento de agregados de partículas de arcilla o bien de arcilla y partículas de tamaño superior (Jiménez Salas (1958)).

En particular son de gran importancia respecto al comportamiento global del suelo las disposiciones geométricas de las partículas arcillosas entre granos de arena. López Corral (1978) recoge varios modelos de unión entre partículas arcillosas y granos de arena, para explicar el comportamiento colapsible de ciertos suelos.

2.2.2.- AGUA.

El agua líquida del suelo ha sido clasificada de una manera clásica por los agrónomos e hidrogeólogos en tres tipos: Agua higroscópica (corresponde al agua adsorbida a la partícula sólida y al agua que forma parte de la capa doble difusa y que no puede ser separada de ella por acciones hidrodinámicas), agua capilar (agua que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares y puede moverse por la acción de éstas) y agua gravitacional que es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad.

Desde el punto de vista hidrodinámico el agua capilar y el agua gravitacional forman una sola unidad que puede denominarse libre ya que es capaz de desplazarse por el interior del suelo.

Por otra parte el agua está presente en el suelo en forma de vapor. En las condiciones normales existentes en los suelos la humedad relativa del aire que está en los poros es cercana al 100% (Verbrugge, 1978). La presión de vapor es pues el mecanismo que regula la cantidad de vapor que existe en contacto con el líquido, en condiciones de equilibrio entre el agua que se evapora y se condensa a través de su superficie.

La presión de vapor según Hilf W.(1956) depende de la temperatura en gran medida, pero está también afectada por la presión parcial del aire con el que se mezcla el vapor y por la forma de la superficie de separación entre la fase líquida y gaseosa.

La presión de vapor es una función exponencial decreciente del inverso de la temperatura (Barrow G.M., (1961)). Por tanto las variaciones de la presión de vapor al aumentar la temperatura son mayores a medida que la temperatura es más elevada. (A 0° C la presión de vapor es de 4,5 mm. de mercurio, a 10° de 9,2 mm., a 20° de 17,5 mm. etc.).

La variación de la presión de vapor con la presión parcial del aire tiene mucha menor importancia que la debida a cambios de temperatura, según Hilf (1956) para una presión de aire de 10 atmósferas la relación de presión de vapor con la presión de vapor del agua en ausencia de aire es tan sólo de 1,007.

Por último la presión de vapor varía con la curvatura de la superficie del líquido de acuerdo con la ecuación de Kelvin.

$$\ln \frac{P_{vo}}{P_v} = \frac{\sigma_s P_m}{\rho_w R T \left(\frac{1}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} \right)} \quad (2.1)$$

Donde P_{vo} y P_v son las presiones de vapor sobre una superficie horizontal y sobre una de radios de curvatura principales R_1 y R_2 , σ_s la tensión superficial, P_m y ρ_w el peso molecular y la densidad del líquido, R la constante de los gases perfectos y

T la temperatura (θ K). Los cambios de presión de vapor debidos a esta causa son pequeñas en general a temperatura ambiente dado el valor de las constantes que intervienen en la expresión (2.1). Ello permite linealizar dicha expresión en un amplio intervalo de radios de curvatura. La ecuación de Kelvin constituye la base de la técnica psicrométrica de medida de succiones (Wiebe et al. (1971)).

2.2.3. AIRE.

Los suelos no saturados se caracterizan precisamente por la existencia de aire libre en el interior del suelo. La principal característica del aire desde el punto de vista geotécnico es su compresibilidad.

El aire como gas imperfecto se comporta frente a cambios grandes de presión según la siguiente expresión (Barrow, 1961).

$$P_a \cdot V_a = R T (1 + P_a \cdot b) \quad (2.2)$$

donde P_a es la presión del aire, V_a su volumen y b un parámetro función de la temperatura. Sin embargo para el rango de presiones y temperaturas usuales el aire puede considerarse un gas perfecto que cumple la ley de Boyle-Gay-Lussac:

$$\frac{P_a V_a}{T} = n R = \text{cte} \quad (2.3)$$

donde n es el número de moles de aire contenidos en el volumen V_a .

El aire por otra parte se disuelve en el agua siguiendo la conocida ley de Henry:

$$P_{ap} = K \mathcal{X}_a \quad (2.4)$$

Donde P_{ap} es la presión parcial del aire (presión total-presión del vapor de agua), \mathcal{X}_a la fracción molar del aire disuelto en agua. Por tanto (Hilf, 1956) :

$$\mathcal{X}_a = \frac{\frac{W_a}{P_{ma}}}{\frac{W_a}{P_{ma}} + \frac{W_w}{P_m}} \approx \frac{W_a}{W_w} \frac{P_m}{P_{ma}} = \frac{P_{ap} V_d P_m}{\rho_w V_w R T} \quad (2.5)$$

donde W_a es el peso de aire disuelto, W_w y V_w el peso y volumen del agua y P_{ma} y P_m los pesos moleculares del aire y del agua. A partir de (2.5) y (2.4)

$$V_d = \frac{\rho_w R T}{K P_m} V_w = H V_w \quad (2.6)$$

El parámetro H que relaciona el volumen de aire disuelto V_d (medido a una presión igual a la del aire) con el volumen de agua en el que se disuelve varia con la temperatura (0,0288 a 0°C, 0,0188 a 25°C).

Un aspecto importante es el tiempo necesario para que tras un aumento en la presión del aire se alcance nuevamente el equilibrio. Según Beek en Schuurman (1966) el tiempo necesario para disolver el aire tras un aumento de presión es de:

$$t = \frac{r^2}{D_{dt}} \quad (2.7)$$

Siendo D_{dt} un coeficiente de difusión (10^{-9} m²/seg) y r el radio de curvatura de la superficie de separación aire-agua. Si r es del orden de 10^{-5} m. el tiempo necesario es de 0,1 seg.

Hilf (1956) citando a Dorsey expone la siguiente ecuación para la velocidad de disolución del aire en una película de agua, no saturada con aire:

$$\frac{C-C_0}{C_\infty} = \frac{C_\infty - C_0}{C_\infty} \left(1 - e^{-\frac{\beta A t}{V_w}} \right) \quad (2.8)$$

Donde C_0 , C y C_∞ son las concentraciones de aire en $t=0, t=t$ minutos y en equilibrio, A es el área de la interfase y β un coeficiente que define la velocidad de disolución del aire. Según Hilf (1956) a través de la expresión (2.8) se deduce que el tiempo necesario para la total disolución (partiendo de $C_0 = 0$) a 20°C es igual a 26 segundos.

Barends (1980) citando a Krieger establece como tiempo característico de disolución:

$$t = \frac{r^2}{2 H D_{dt}} \quad (2.9)$$

Según esta expresión (análoga a la (2.7)) para un radio inicial de 10^{-5} m, $H = 0.02$ y $D_{dt} = 10^{-9}$ m²/seg se requiere un tiempo de 2,5 seg para finalizar la disolución. En cualquier caso estos tiempos pueden considerarse lo suficientemente bajos como para considerar que el agua está siempre saturada de aire disuelto.

2.2.4.- SALES DISUELTAS.

Las sales disueltas en el agua aportan los cationes necesarios en la capa doble difusa que rodea a las partículas de suelo y por tanto influyen en gran manera sobre el volumen de dicha capa. Ello comporta que cambios cualitativos y cuantitativos en la concentración de iones del agua sean responsables de alteraciones del comportamiento del suelo grandes. Esta influencia se manifiesta, de forma espectacular, por ejemplo, en el comportamiento de las arcillas rápidas del norte de Europa y Canadá (Skempton A.W. and Northey R.D. (1952) y en la estabilización de suelos mediante la adición de sales tales como cloruro cálcico.

Por otra parte sales cuya solubilidad esté fuertemente influida por la temperatura en el rango de temperaturas ambientes usuales, (de tal forma que a temperaturas bajas la solubilidad es muy pequeña) y cuyo volumen de cristalización cuando se hidratan sea muy alto respecto al volumen de poros, pueden originar variaciones de volumen del suelo importantes. Estos cambios de volumen se desarrollan cuando las sales cristalizan debido a disminuciones de la temperatura o cuando tiene lugar la hidratación de la sal anhidrida debido a variaciones en la humedad del suelo. (Martin Viñas,(1973), Blaser D.H. and Arulanandan K. (1973)).

2.3.- TENSION SUPERFICIAL: SUCCION.

Las moléculas de un líquido se ven afectadas por las fuerzas de atracción molecular de Van der Waals. Si una molécula se encuentra en el interior de una masa de líquido, las fuerzas

de atracción se repartirán de una manera uniforme en todas las direcciones y su resultante será nula. En cambio una molécula de líquido que se encuentre en la interfase entre el líquido y otra sustancia (un líquido inmiscible con él, un gas o un sólido) se ve sometida por parte de las moléculas de la otra sustancia a una atracción que puede ser muy diferente a la que le proporcionan las moléculas del mismo líquido. Esto provoca que la resultante de todas las fuerzas de atracción no sea nula y sea perpendicular a la interfase. En el sistema aire-agua la resultante de las fuerzas de atracción sobre las moléculas de agua de la interfase se dirige hacia el interior de la masa de agua.

Este fenómeno es la causa de la existencia de una energía interfacial libre asociada a la presencia de moléculas en la superficie de separación entre dos fases. El sistema tenderá a alcanzar una energía interfacial libre mínima y por lo tanto tenderá a tener una superficie interfacial mínima. Debido a que el número de moléculas por unidad de superficie es siempre el mismo, un aumento de superficie se hace siempre a costa de moléculas que están en el interior del fluido pasan a la superficie aumentando la energía interfacial libre del sistema. Por este motivo para aumentar la superficie interfacial en una unidad de superficie deberá realizarse un cierto trabajo que corresponde al concepto de tensión interfacial (de dimensiones fuerza/longitud). (La tensión interfacial entre un líquido y su vapor se denomina tensión superficial (Bear, 1972) aunque está generalizado también el uso de la palabra superficial en el caso de un sistema aire-agua).

El valor de la tensión interfacial depende de las sustancias en contacto y de la temperatura. La tensión interfacial entre el aire y el agua vale alrededor de 0,074 N/m a 15° C y disminuye con la temperatura a razón de un 0,19% por ° C. (Custodio, E. (1976)).

En el caso de que la interfase entre dos fluidos interseque a una superficie sólida, el ángulo que forma la tangente a la interfase con el sólido (medido convencionalmente a través del fluido más denso) se denomina ángulo de contacto. El valor de este ángulo de contacto, dado que cada una de las tres interfases tenderá a tener una superficie mínima depende de los valores de las tensiones interfaciales entre el sólido y cada uno de los dos fluidos y entre los dos fluidos. En el caso de un sistema aire-agua-sólido este ángulo de contacto tiende a ser muy bajo (si el sólido es muy liso tiende a 0) y por tanto el agua situada entre dos paredes sólidas paralelas y muy próximas tiende a tener una superficie cilíndrica.

Asimismo el agua situada entre dos granos de suelo tenderá a formar meniscos con interfases aire agua curvas.

El ángulo de contacto depende del estado de movimiento del agua de forma que aumenta cuando el agua tiende a moverse mojando al sólido y disminuye cuando tiende a moverse secando al sólido. (Este fenómeno se observa claramente cuando una gota de agua resbala por un plano inclinado). Este hecho es una de las causas de la aparición de fenómenos de histéresis en el comportamiento del suelo cuando el suelo se somete a ciclos de secado-humedecimiento.

El fenómeno de la tensión superficial hace que la interfase aire-agua se comporte como una "membrana" sometida a una tensión por unidad de superficie igual a la tensión superficial. Estas tensiones se transmiten al sólido a través de las líneas de intersección de las interfases con él. Esta "membrana" no se comporta elásticamente ya que la tensión en ella no cambia al variar su superficie, ya que como se ha dicho el número de moléculas por unidad de superficie permanece constante - (Hilf, 1956).

La curvatura de la interfase aire-agua en un punto estará pues fijada por el desequilibrio de presiones entre el aire y el agua y por el valor de la tensión superficial. Si se establece el equilibrio de un diferencial de superficie de interfase resulta:

$$P_a - P_w = \sigma_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (2.10)$$

La ecuación (2.10) conocida como ecuación de Kelvin relaciona la succión con la curvatura de la interfase aire agua y es de utilidad fundamental en la mecánica del suelo no saturado.

Schuurman (1966) citando a Bosworth establece que el valor de la tensión superficial σ_s varía con la presión del aire según la siguiente ecuación:

$$\sigma_s = \frac{1}{C} \left(\rho_w - \frac{P_a}{P_{a_0}} \rho_{a_0} \right)^4 \quad (2.11)$$

Donde C es una constante y ρ_{ao} la densidad del aire a presión P_{ao} . Según al autor mencionado anteriormente dadas las diferencias de densidad entre el aire y el agua, se puede considerar constante el valor de la tensión superficial cuando varía la presión del aire.

Si se tiene en cuenta la presencia de vapor de agua en el suelo la expresión (2.10) se transforma en:

$$P_{ap} + P_v - P_w = \sigma_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (2.12)$$

2.4.- COMPONENTES DEL POTENCIAL DE AGUA Y AIRE EN EL SUELO.

El movimiento del agua en el suelo se realiza de los lugares con mayor energía libre a otros con energía libre menor. Esta energía libre puede medirse como un potencial referido al estado del agua libre pura a una cierta elevación y temperatura.

Este potencial en un punto del suelo puede definirse (según Aitchison et al. (1965)) como el trabajo necesario por unidad de peso de agua pura (podría usarse también en definición alternativa la unidad de masa) para transportar reversible e isotérmicamente una cantidad infinitesimal de agua desde un recipiente de agua pura a una determinada altura y a presión atmosférica hasta al punto del suelo considerado.

Evidentemente esta definición excluye el trabajo que sería necesario para cambiar la temperatura del agua si se tuviesen en cuenta las posibles variaciones de ésta.

Este potencial (o energía) puede dividirse en gravitacional, osmótico, y capilar según se refiera al trabajo necesario para:

- a) elevar el agua desde el punto de referencia a un punto a la misma altura que la del suelo considerado,
- b) para pasar el agua pura de este último punto a otro a la misma altura y situado en una disolución con la misma composición que la existente para el agua del suelo y
- c) pasar el agua de esta última disolución al interior del suelo considerado.

Eventualmente si la presión del aire en el suelo no es la atmosférica hay que considerar también el potencial debido a este cambio de presión en el aire.

Por lo tanto el potencial total en un punto del agua del suelo puede expresarse como:

$$\varphi_w = \varphi_z + \varphi_{os} + \psi + \varphi_{p_a} \quad (2.13)$$

El potencial gravitacional puede expresarse como:

$$\varphi_z = z \quad (2.14)$$

siendo z la distancia en vertical al punto considerado. El potencial osmótico será:

$$\varphi_{os} = - \frac{R T}{\gamma_w} C_e \quad (2.15)$$

siendo C_e la concentración (moles/litro) de la disolución presente en el suelo. Este potencial es negativo ya que el agua por ósmosis tiende a desplazarse hacia los puntos de mayor concentración.

El potencial capilar ψ puede expresarse como:

$$\psi = - \frac{P_a - P_w}{\gamma_w} \quad (2.16)$$

Lógicamente este potencial también es negativo ya que tanto las fuerzas de atracción a las partículas sólidas como las fuerzas de Van des Wals (origen de las fuerzas debidas a la tensión superficial) en el agua del suelo se oponen a la salida del agua del interior de éste y por lo tanto facilitan su entrada.

Por último, el potencial debido al aumento de la presión del aire por encima de la atmosférica es:

$$\varphi_{Pa} = \frac{P_a - P_{atm}}{\gamma_w} \quad (2.17)$$

Por lo tanto el potencial total del agua puede escribirse como:

$$\varphi_w = z + \frac{P_w - P_{atm}}{\gamma_w} - \frac{R T}{\gamma_w} C_e \quad (2.18)$$

Si la presión del agua se refiere a la presión atmosférica y no se tienen en cuenta las variaciones en la cantidad de soluto en el agua del suelo el potencial del agua queda reflejado en la clásica expresión:

$$\varphi_w = z + \frac{P_w}{\gamma_w} \quad (2.19)$$

Para la energía del aire puede seguirse un proceso análogo. El potencial del aire será el trabajo necesario para llevar la unidad de peso de aire desde un nivel dado y a la presión atmosférica hasta el interior del suelo a la presión que corresponda al aire en ese punto. Dado que el aire no se ve afectado por las fuerzas de capilaridad no se tiene en cuenta el trabajo necesario para colocar el aire en el interior del suelo. Si se representa al potencial del aire por φ^* se cumplirá:

$$\varphi^* = \int_0^z dz + \int_{P_{atm}}^{P_a} \frac{d\xi}{\rho_a(\xi)g} \quad (2.20)$$

Dado que la densidad del aire es una función de la presión de éste es necesario introducir la ecuación de los gases perfectos para realizar la segunda integral. Sin embargo en lo referente al movimiento del aire el parámetro más importante no es φ^* sino su gradiente $\nabla \varphi^*$.

Este gradiente puede expresarse (Morel-Seytoux H.J.(1973)), siendo x_i una coordenada cartesiana:

$$\frac{\partial \varphi^*}{\partial x_i} = \frac{\partial z}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\int_{P_{atm}}^{P_a} \frac{d\xi}{\rho_a(\xi)g} \right) = \frac{\partial z}{\partial x_i} + \frac{\partial P_a}{\partial x_i} \frac{d}{dP_a} \left(\int_{P_{atm}}^{P_a} \frac{d\xi}{\rho_a(\xi)g} \right) \quad (2.21)$$

Aplicando la regla de la derivación de una integral respecto al límite superior

$$\frac{\partial \varphi^*}{\partial x_i} = \frac{\partial z}{\partial x_i} + \frac{\partial P_a}{\partial x_i} \frac{1}{\rho_a(P_a)g} = \frac{\partial z}{\partial x_i} + \frac{1}{\gamma_a} \frac{\partial P_a}{\partial x_i} \quad (2.22)$$

o bien:

$$\nabla \phi^* = \nabla z + \frac{1}{\gamma_a} \nabla P_a \quad (2.23)$$

El presente tratamiento simplifica bastante el análisis del movimiento del aire en los suelos no saturados.

2.5.- CONFIGURACION DEL AIRE Y AGUA SEGUN EL GRADO DE SATURACION DEL SUELO.

Para grados de saturación bajos el agua del suelo se encuentra exclusivamente en forma adsorbida a la superficie de las partículas sólidas, separando a éstas del aire que llena prácticamente todos los poros. En este estado el agua es altamente viscosa y es incapaz de ser desplazada por fuerzas de origen hidrodinámicas. Si hay más agua que la adsorbida, - existe una transición gradual desde el agua adsorbida firmemente a la superficie de las partículas hasta el agua libre que puede moverse libremente bajo gradientes de potencial. De acuerdo con las expresiones (2.18) y (2.10) y dado que la presión del aire en este estado es la misma en todo el suelo, si no se tienen en cuenta las fuerzas gravitatorias y las debidas a ósmosis, el agua se moverá hasta que en todos los meniscos de una masa continua de agua la curvatura sea la misma. (Yoshimi and Osterberg (1963), Barden (1965)).

En este estado de saturación la distribución geométrica del agua está regida por dos mecanismos (Yoshimi and Osterberg, (1963)). El primero es el fenómeno de la tensión superficial que hace que en los poros de menor diámetro, debido a que en ellos los meniscos tienen un radio menor, contienen agua que

estará a una succión mayor que el agua que ocupa poros de diámetro mayor. Por tanto el agua tenderá a desplazarse hacia los poros de tamaño menor. Por otra parte según (2.1) la presión de vapor aumenta al aumentar el radio de curvatura de los meniscos, por tanto el agua tiende a evaporarse en los meniscos de mayor radio para condensarse en aquellas de radio menor. Estos dos mecanismos conducen a que el agua ocupe aquellas posiciones entre las partículas que le permitan tener un radio de curvatura mínimo. Por tanto el agua llenará los huecos y capilares más pequeños, mientras que el aire ocupará los espacios de volumen más grande.

Esta situación se mantendrá a medida que vaya aumentando el grado de saturación del suelo. Paralelamente los radios de los meniscos irán aumentando y por lo tanto irá disminuyendo la succión del agua. La presión del aire será la atmosférica siempre que el drenaje lo permita ya que el aire se mantiene en forma continua en el suelo.

Si se continua aumentando el grado de saturación del suelo el agua corta las interconexiones entre los poros ocupados por el aire y éste deja de estar en forma continua. La facilidad del aire para moverse bajo la acción de gradientes de presión de aire disminuye bruscamente.

Hilf (1956) no admite la presencia de burbujas en el interior de la masa de agua y por lo tanto mantiene que el aire está siempre en forma continua y aduce que una disminución de volumen en las burbujas cuando aumenta el grado de saturación lleva consigo una disminución en la presión del agua que es incompatible con el hecho comprobado del aumento de presión

de agua al aumentar el grado de saturación. Este razonamiento parte de la base errónea de que la presión del aire en las burbujas permanece igual a la presión atmosférica. Esto no es así sino que a medida que el aire queda ocluido en forma de burbujas la presión del aire en el interior de éstas va aumentando conforme va disminuyendo su radio. (Barden 1965, Schuurman, 1966, Fredlund 1976, Barends, 1979).

Según Schuurman (1966) a medida que por aumento del grado de saturación va aumentando la presión del agua, también lo hace la presión del aire y por tanto aumenta la cantidad de aire que se disuelve. Existe una presión de aire máxima para la cual la burbuja alcanza un tamaño crítico y a partir de la cual la burbuja colapsa y el aire se disuelve totalmente en el agua.

En cualquier caso este aumento de presión del aire de las burbujas de aire ocluidas no está en contradicción con el hecho de que al estar el suelo próximo a la saturación la succión disminuya.

Hay que tener en cuenta que cuando en un ensayo se mide la presión del aire, esta medida sólo tiene sentido cuando éste está en una forma continua, (cuando está en forma de burbujas no es posible realizar la medida de su presión). Fredlund (1976) afirma que no es posible aplicar la ecuación de Kelvin para estudiar el comportamiento del aire en el suelo y que de cualquier forma puede considerarse que cuando el aire queda en forma de burbujas aisladas la succión es nula.

Fredlund (1976) afirma también que dado que las burbujas de aire no están en contacto con el esqueleto sólido, su importancia desde el punto de vista del comportamiento ingenieril del suelo se limita al hecho de que hacen que la mezcla de aire y agua que ocupa los poros del suelo sea compresible.

Sin embargo Barends (1979) apunta la posibilidad de que dependiendo de la composición de las partículas sólidas el aire quede adherido a ellas y el agua sea repelida con una fuerza que disminuye con la distancia a la superficie de la partícula. Sobre esta base podría pensarse en la existencia de burbujas de aire adheridas a huecos entre partículas sólidas y que no se desplazarían con el agua que las circunda. Barden (1965) reconoce asimismo la existencia de burbujas esféricas que se mueven en el seno de la masa líquida y de burbujas atrapadas entre huecos del esqueleto sólido.

3.- MOVIMIENTO DEL AIRE Y AGUA EN EL SUELO.

3.1.- CAUSAS DEL MOVIMIENTO DEL AGUA. EFECTO DE LA TEMPERATURA.

El agua y el aire se moverán en el suelo por la acción de fuerzas derivadas de la existencia de gradientes de energía (o de potencial) mencionados en el apartado 2.4. Por otra parte si en el suelo existe simultáneamente un flujo de calor se produce un "acoplamiento" de ambos fenómenos de transporte y se produce un flujo adicional de agua originado por el flujo térmico mientras el flujo de calor se ve afectado así mismo por el flujo de agua. El flujo de agua puede acoplarse también con otros fenómenos de transporte originados por otras causas tales como un campo electroestático.

En general siguiendo la teoría de Onsager (Bear, 1972) puede establecerse que en un sistema de n componentes el flujo del componente i , J_i es:

$$J_i = \sum_{j=1}^n L_{ij} F_j \quad (2.24)$$

Donde F_j es la fuerza de origen termodinámico que está asociada al fenómeno de transporte j y L_{ij} es una constante de proporcionalidad. En general las relaciones son de carácter lineal aunque se podría ampliar el concepto a relaciones no lineales.

El flujo de agua debido a la acción de gradientes de potencial hidrodinámico será estudiado en apartados posteriores, mientras en este apartado se analizará el flujo de agua originado por gradientes térmicos.

El flujo de agua originado por gradientes térmicos puede descomponerse en flujo de agua en fase líquida y en fase de vapor.

Raudkivi A.J. and Van U'u (1976) exponen los diversos mecanismos por los que se origina este flujo acoplado. Con un aumento de temperatura el vapor de agua aumenta su concentración en las zonas calientes y por tanto se genera un movimiento de vapor hacia las zonas más frías donde se condensa, alterando el potencial del agua líquida en esas zonas y creando pues un desequilibrio de potencial que origina a su vez un movimiento en el agua líquida hacia la zona caliente.

Por otra parte al aumentar la temperatura, el agua adherida a las partículas sólidas aumenta su energía y por tanto su capacidad de romper los enlaces con aquellas. Por esta causa el agua de la zona más caliente por un fenómeno de termodifusión se dirigirá hacia la zona más fría. Sin embargo hay que resaltar que el flujo originado es despreciable frente al flujo de carácter viscoso del agua no adherida. El efecto de termoosmosis creado en arcillas puede ser considerado también despreciable.

El origen principal del movimiento del agua líquida es la variación de la succión con la temperatura. Esta variación de la succión es debida a la variación de la tensión superficial con la temperatura por una parte y a la variación de la presión del aire disuelto y ocluido por otra. El flujo resultante se dirige siempre hacia la zona más fría. En suelos granulares relativamente secos se ha constatado que la variación de la succión con la temperatura es un efecto de la variación

de la tensión superficial.

Para estudiar rigurosamente el problema del flujo en el caso más general de gradientes de potencial y gradientes térmicos habrá que plantear y resolver simultáneamente las ecuaciones del movimiento y continuidad del agua (en forma de vapor y líquida) y del calor. Estas ecuaciones han sido planteadas por diversos autores, sin embargo el planteamiento - debido a Philip and de Vries (1957) es el generalmente aceptado por los investigadores del tema por la bondad de sus resultados (Dakshanamurthy V. and Fredlund D.G. (1980)). Philip and de Vries plantean las ecuaciones del movimiento en términos del contenido volumétrico de agua $c(c=Sr.n)$ de la siguiente forma:

$$\text{Flujo de agua líquida: } \bar{q}_{wl} = -D_{cl} \nabla c - D_{tl} \nabla T - K \nabla z \quad (2.25)$$

$$\text{Flujo de vapor de agua: } \bar{q}_{wv} = -D_{cv} \nabla c - D_{tv} \nabla T, \quad (2.26)$$

$$\text{Flujo de calor: } \bar{q}_h = -\lambda_t \nabla T - L_c D_{cv} \nabla c \quad (2.27)$$

Donde \bar{q}_{wl} y \bar{q}_{wv} son los caudales de agua líquida y en forma de vapor (éste último medido como volumen de agua en estado líquido, por unidad de superficie y tiempo), D_{cl} y D_{cv} las difusividades isotérmicas del agua líquida y del vapor, D_{tl} y D_{tv} las difusividades térmicas del agua líquida y del vapor, λ_t es la conductividad térmica y L_c el calor latente de vaporización del agua y \bar{q}_h el flujo de calor.

Las ecuaciones de continuidad del agua y del calor pueden expresarse como:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \nabla((D_{cl} + D_{cv}) \nabla c) + \nabla((D_{tl} + D_{tv}) \nabla T) + \frac{\partial K_w}{\partial z} \quad (2.28)$$

$$C_t \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla(\lambda_t \nabla T) - L_c \nabla(D_{cv} \nabla c) \quad (2.29)$$

donde C_t es el calor específico volumétrico del suelo y K_w la permeabilidad del agua.

Sophocleus M. (1979) modifica las ecuaciones precedentes tomando como variable el potencial capilar del agua. Dicho autor tras un análisis numérico aplicado a la solución de las ecuaciones y la realización de medidas experimentales, llega a las siguientes conclusiones:

- a) El flujo de vapor debido a gradientes de succión es muy pequeño frente al flujo de agua líquida salvo para valores muy bajos del contenido volumétrico de agua (para $c=5\%$ ambos flujos son iguales, para $c=8\%$ el flujo de agua líquida es 1000 veces mayor y para $c=10\%$ es 10000 veces mayor).
- b) El flujo de vapor aumenta a medida que disminuye el grado de saturación.
- c) La distribución de temperaturas no se diferencia mucho de la calculada sin tener en cuenta el acoplamiento del flujo de agua.
- d) Los movimientos de agua debidos a gradientes térmicos solo empiezan a ser predominantes para humedades extremadamente bajas.

e) Un estudio acoplado es necesario si se pretende seguir la evolución del agua a largo plazo y en un suelo extremadamente seco mientras que a corto plazo o en suelos no muy secos la influencia de la temperatura puede despreciarse.

Raudkivi A. J. and Van U'u N. (1976) llegan a conclusiones parecidas tras un estudio experimental y teórico análogo. Entre sus resultados destaca el hecho de que al máximo valor del flujo inducido térmicamente se alcanza para valores del grado de saturación del orden del 20%.

A medida que el grado de saturación aumenta el flujo inducido térmicamente decrece rápidamente. Para un grado de saturación correspondiente a la capacidad de campo (60-70%) el movimiento de agua debido a la acción de gradientes térmicos es despreciable frente al originado por fuentes externas como el movimiento del nivel freático. La razón aducida es que el agua líquida empieza a ser relativamente abundante y el vapor en movimiento se encuentra con masas de agua líquida donde se condensa.

Dakshanamurthy V. and Fredlund D.G. (1980) realizan un estudio del problema de las variaciones de temperatura en un suelo no saturado. Para ello plantean la ecuación de continuidad del calor desacopladamente (sin tener en cuenta el calor conducido por convección). Conocida la temperatura en cada punto e instante de tiempo a través de la ecuación de Boyle calculan la variación de la presión de aire generada. Posteriormente resuelven las ecuaciones acopladas del flujo de agua y aire para conocer los valores de las presiones de aire y agua. Evidentemente este planteamiento contempla el problema de una

manera muy parcial ya que como se ha dicho la presión de agua del suelo además de variar por variaciones de la presión del aire varia por el hecho de que cambia la tensión superficial. Por otra parte en un estudio de flujo del movimiento del agua inducido por gradientes térmicos no puede prescindirse del agua en forma de vapor.

Como consecuencia de lo expuesto cabe considerar que el movimiento de agua por acción de gradientes térmicos tiene indudable importancia si el grado de saturación está por debajo del correspondiente al de la capacidad de campo del suelo. Gardner (1960) pone en duda el hecho de que la succión varíe poco con la temperatura cuando la succión del suelo es muy alta. Sin embargo para grados de saturación no muy bajos el efecto de la acción de los gradientes térmicos puede desprejarse - frente al movimiento del agua causado por gradientes de succión. (Aitchison (1965) afirma que para gran parte de las aplicaciones ingenieriles pueden considerarse condiciones isoterms). Croney and Coleman (1960) establecen que la succión del suelo a humedad constante no cambia apreciablemente y por lo tanto el movimiento del agua líquida no se ve afectado en gran medida por cambios de temperatura, sin embargo admiten la transferencia de agua en forma de vapor bajo gradientes térmicos e incluso cuando la succión del suelo es muy grande ($pF > 5$) puede existir flujo en forma de vapor debido a gradientes de succión aún en condiciones isoterms.

3.2.- MOVIMIENTO DEL AGUA EN CONDICIONES ISOTERMAS.

3.2.1.- MOVIMIENTO DEL AGUA LIQUIDA.

La generalización de la ley de Darcy a suelos no saturados es considerada por la mayoría de los investigadores como la ley que rige el flujo de agua a través del suelo. (Philip (1969), Bear (1972), Kirkham and Powers (1972), Houpeurt (1974), Barends (1980), Kovacs (1981) entre muchos otros). Puede asumirse que en el flujo simultáneo de varios fluidos no miscibles, cada uno de ellos y para cada distribución de saturación, establece sus propias trayectorias por canales que permanecen estables en condiciones estacionarias. En estas condiciones para cada uno de los fluidos puede aplicarse la ley de Darcy.

La validez de la ley de Darcy en suelos saturados está plenamente comprobada. Las únicas desviaciones a esta ley se producen cuando el flujo de agua debido a la dimensión de los poros en gravas y escolleras pasa a ser turbulento y cuando en suelos arcillosos las interacciones de las partículas con el agua impiden el movimiento de ésta por debajo de un gradiente umbral (Kovacs, 1981).

Lambe T.W. and Whitman, R.V. (1968) afirman que la permeabilidad de un suelo depende del tamaño y composición de las partículas sólidas, de la fábrica, del índice de poros y del grado de saturación. Para un mismo suelo y admitiendo que la fábrica no cambia significativamente la permeabilidad dependerá fundamentalmente del grado de saturación y la porosidad del suelo. Haciendo uso del concepto de permeabilidad relativa K_{rw} la influencia de estos factores en la permeabilidad puede ex-

presarse como:

$$K_w(e, S_r) = K_{rw}(S_r) K_w(e, S_r=1) \quad (2.30)$$

3.2.1.1.- VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON LA POROSIDAD.

La variación de K_w con la porosidad para un grado de saturación inicial puede establecerse haciendo uso de modelos teóricos para simular el flujo de agua a través del suelo. Si este se sustituye por un sistema de tubos de pequeño diámetro la permeabilidad del suelo puede expresarse (Kovacs, 1981) como:

$$K_w(e, S_r=1) = \frac{1}{2} \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} D_\alpha^2 \quad (2.31)$$

Donde μ es la viscosidad del agua, e el índice de poros y D_α un diámetro característico del suelo. Otras derivaciones teóricas de la permeabilidad partiendo de otros varios modelos pueden encontrarse en Bear (1972).

A partir de la ecuación (2.31) diversos autores (el primero de ellos fué Kozeny en 1953 (según Kovacs, 1981)) han utilizado una aproximación del tipo (2.32) para evaluar la influencia de la porosidad en la permeabilidad:

$$K_w(e, S_r=1) = d \frac{e^3}{1+e} = d \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (2.32)$$

Donde d es una constante de proporcionalidad y n la porosidad del suelo. Otros autores (Schlichter (1899), Golstein (1938), Ward (1964), de Wiest (1969) en Kovacs (1981)) usan la ecuación:

$$K_w(n, S_r=1) = d \frac{n^2}{1-n} \quad (2.33)$$

Otros proponen expresiones del tipo:

$$K_w(e, S_r=1) = d \cdot e^a \quad (2.34)$$

Donde a es una constante que varia entre 2 (Terzaghi 1926) y 3 Chardabellas (1964) según Kovacs (1981). Juhasz (1967) en Kovacs (1981) propone también:

$$K_w(n, S_r=1) = d \cdot n^4 \quad (2.35)$$

Tras un estudio comparativo de las expresiones precedentes Kovacs (1981) afirma que las diferencias entre los diversos modelos son pequeñas y que la expresión de Kozeny (2.3 2) es la que se aproxima más a la media de todos los modelos.

Lambe and Whitman (1968) muestran una amplia serie de resultados experimentales a partir de los cuales puede deducirse la siguiente expresión para la permeabilidad saturada:

$$K_w(e, S_r=1) = K_w(e_0, S_r=1) \cdot 10^{(e-e_0)/a} \quad (2.36)$$

Donde a es una constante (pendiente entre la relación lineal entre el índice de poros y el logaritmo de la permeabilidad).

3.2.1.2.- VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON EL GRADO DE SATURACION.

Por otra parte la variación rápida de la permeabilidad con la disminución del grado de saturación es ocasionada según Philip (1969) por la rápida disminución de la sección disponible para el flujo de agua y a que el aire tiende a ocupar los

poros de diámetro mayor. Por otra parte al disminuir el grado de saturación parte de las masas de agua quedan desconectadas del resto de la masa líquida por canales de poros ocupados por aire. Entonces el flujo de agua sólo puede tener lugar a través de vapor de agua. Para el grado de saturación (S_{ru}) correspondiente a la totalidad del agua en forma adsorbida a las partículas sólidas, la permeabilidad del agua es nula.

Kovacs (1981) tras un estudio teórico partiendo de un modelo con tubos en los cuales coexiste aire con agua libre y adsorbida llega a la siguiente expresión para la permeabilidad relativa:

$$K_{rw}(S_r) = \left(\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right)^2 - 2 \frac{(1 - S_{ru})(S_r - S_{ru})}{(1 - S_{ru})^2} - 2 \left(\frac{1 - S_r}{1 - S_{ru}} \right)^2 \ln \frac{1 - S_r}{1 - S_{ru}} \quad (2.37)$$

Esta ecuación puede aproximarse suficientemente bien por:

$$K_{rw}(S_r) = \left(\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right)^m \quad (2.38)$$

donde m tiene un valor de 3.5 aunque pueden aceptarse valores entre 3 (Irmay (1954) en Bear (1972) y 4 (Corey (1957) en Bear (1972))).

Scott R.F.(1963) propone la siguiente relación por S_r entre 0,8 y 1 (con m variando entre 2 y 4):

$$K_{rw}(S_r) = 1 - m(1 - S_r) \quad (2.39)$$

En Houpeurt A. (1974) se recogen varios métodos teóricos para encontrar expresiones para la permeabilidad relativa cuyos

resultados no difieren mucho del mostrado por las ecuaciones (2.37) y (2.38).

Por otra parte algunos investigadores han intentado establecer relaciones empíricas entre el potencial capilar ψ y la permeabilidad. Kovacs (1981) cita a las siguientes:

$$K_w = a \psi^{-b} \quad \text{Wesseling 1957} \quad (2.40 \text{ a})$$

$$K_w = a / (\psi^b + c) \quad \text{Gardner 1958, 1960} \quad (2.40 \text{ b})$$

$$K_w = d e^{-f\psi} \quad \text{Gardner 1958} \quad (2.41 \text{ a})$$

$$K_w = d e^{-f(\psi - \psi_0)} \quad \text{Rijtema 1965} \quad (2.41 \text{ b})$$

Richards B.G. and Chan C.Y. (1969) proponen el siguiente valor:

$$K_w = E + D / (A + B(-\psi)^m + C(-\psi)^n) \quad (2.42)$$

Sin embargo estas expresiones no son tan fiables debido a su carácter totalmente empírico como las que relacionan la permeabilidad relativa con el grado de saturación. Por otra parte las relaciones entre la permeabilidad y la succión obtenidos experimentalmente presentan una histéresis con los cambios cíclicos de humedad mucho mayor que la que presentan las curvas K_{rw} - S_r donde el efecto de la histéresis es mucho menos marcado.

(Philip (1969), Bear (1972), Kovacs (1981)).

Los ensayos para encontrar la permeabilidad como función del grado de saturación son en general de muy difícil realización por el número relativamente grande de variables a controlar.

En Houpeurt A. (1974) se recogen las técnicas experimentales utilizadas por diversos autores, para encontrar dicha relación, Houpeurt concluye que gran parte de los investigadores de la industria petrolera utilizan expresiones empíricas del tipo de la 2.37 o 2.38 ajustando los parámetros que entran en dichas expresiones a la vista de los resultados obtenidos "in situ". Esta técnica resulta más satisfactoria dada la bondad de las aproximaciones empíricas que la realización de complicadas medidas experimentales en laboratorio, cuyos resultados pueden tener errores apreciables.

3.2.2.- MOVIMIENTO DEL AGUA EN FORMA DE VAPOR.

En condiciones isotérmicas el flujo de vapor se debe fundamentalmente a la variación de la presión de vapor con la succión. Si existen gradientes de succión existirán gradientes de concentración de vapor de agua y por tanto flujo de vapor.

Haciendo uso de la ley de Fick y de las ecuaciones (2.1) y (2.10) puede escribirse:

$$\bar{J}_v = -n_\alpha D_{dv} \nabla \left(\rho_{w_0}^{vap} e^{-\frac{P_m(P_a - P_w)}{\gamma_w RT}} \right) \quad (2.43)$$

donde J_v es el caudal másico de vapor, $\rho_{w_0}^{vap}$ la densidad del vapor para una humedad relativa del 100%, n_α un factor geométrico ($n(1-S_r)$), D_{dv} el coeficiente de difusión del vapor de agua en condiciones isoterma. Desarrollando la expresión (2.43):

$$\bar{J}_v = n_\alpha D_{dv} \rho_{w_0}^{vap} e^{-\frac{P_m(P_a - P_w)}{\gamma_w RT}} \frac{P_m}{\gamma_w RT} \nabla(P_a - P_w) \quad (2.44)$$

Para el flujo de vapor de agua, medido como volumen de agua líquida se cumplirá:

$$\vec{q}_{wv} = n_{\alpha} D_{dv} \left(\frac{P_m}{RT} \right)^2 \frac{P_v}{Y_w^2} \nabla (P_a - P_w) \quad (2.45)$$

Dado que la presión de vapor varía muy poco la relación entre el caudal de vapor de agua y la succión puede considerarse lineal ($P_v \approx P_{v_0}$).

El flujo de vapor en condiciones isotermas es importante en relación al flujo de agua líquida tan sólo para suelos extremadamente secos. (Croney and Coleman (1960), Philip (1969), - Sophocleous (1979), etc.).

3.3.- MOVIMIENTO DEL AIRE EN EL SUELO EN CONDICIONES ISOTERMAS.

Para el movimiento del aire libre puede realizarse un análisis análogo al realizado para el caso del agua (Barden, 1965). Admitiendo la validez de la ley de Darcy para fluidos compresibles puede escribirse:

$$\vec{V}_a = -K_a (e, S_r = S_{ru}). K_{ra} \nabla \varphi^* \quad (2.46)$$

Donde S_{ru} es el grado de saturación correspondiente al agua adsorbida y φ^* el potencial definido en 2.4.

En Houpeurt A. pueden encontrarse expresiones análogas a las (2.37) y (2.38) para el flujo de la fase gaseosa.

Si no se tiene en cuenta la componente de φ^* debido a la acción de la gravedad, por ser el peso del gas despreciable, la

ecuación (2.46) puede escribirse (Yoshimi and Osterberg, 1963):

$$\vec{V}_a = -K_a \frac{1}{\gamma_a} \nabla P_a = \frac{\bar{K}}{\mu_a} \nabla P_a \quad (2.47)$$

Donde \bar{K} es la permeabilidad intrínseca del aire (L^2 , ($K_a = \frac{\bar{K} \gamma_a}{\mu_a}$)) y μ_a la viscosidad del aire ($F T/L^2$). (\vec{v}_a según la clásica interpretación de Darcy es el flujo volumétrico de aire (L/T)). Houpeurt A. (1974) siguiendo a Iffly R. (1956) pone en duda la validez de la ley de Darcy para valores de la presión del aire grandes (mayores que $10-15 \text{ Kg/cm}^2$). Según dicho autor la relación entre el caudal de aire q_a entre dos extremos de una muestra sometidas a presiones de P_A y P_B respectivamente viene dado por la expresión:

$$P_A^2 - P_B^2 = a \cdot q_a + b \cdot q_a^2 \quad (2.48)$$

Donde a y b son constantes.

Una visión alternativa del problema puede realizarse utilizando la ley de Fick. Dado que la concentración de aire es proporcional a su presión en su forma más simple dicha ley (Blight E. 1971) puede expresarse como:

$$\vec{J}_a = -D_a \nabla P_a \quad (2.49)$$

donde \vec{J}_a es el flujo másico de aire y D_a la difusividad del aire. Utilizando la ley de Boyle resulta:

$$\vec{V}_a = - \frac{D_a R T}{P_{ma}} \frac{1}{P_a} \nabla P_a \quad (2.50)$$

La observación de los resultados de laboratorio obtenidos por (Blight E. 1971) no permite discernir cual de las dos leyes refleja mejor el comportamiento del aire, si bien la ley de Fick parece ajustarse algo mejor que la ley de Darcy a los resultados experimentales.

Por otra parte la ley de Fick permite una resolución más cómoda de las ecuaciones resultantes del planteamiento de continuidad de masa de aire y por este motivo ha sido utilizada por diversos autores en el estudio del movimiento del aire asociado a la deformación del suelo. (Blight G.E. 1971, - Fredlund D.G. and Hasan J.V. 1979).

Yoshimi and Osterberg (1963) emplean la dependencia de la permeabilidad intrínseca del aire \bar{K} con el contenido de aire por unidad de volumen de suelo en fase sólida ($e(1-S_r)$). Los resultados de los ensayos realizados por dichos autores reflejan una dependencia lineal entre los logaritmos de ($e(1-S_r)$) y de la permeabilidad intrínseca \bar{K} casi perfecta. Sobre esta base puede escribirse:

$$\bar{V}_a = - \frac{b \cdot (e(1-S_r))^a \gamma_a}{\mu_a} \nabla \varphi^* \quad (2.51)$$

Donde a y b son dos constantes derivadas de la relación lineal entre $\log(e(1-S_r))$ y $\log \bar{K}$. El hecho de la disminución brusca de la permeabilidad del aire cuando el aire queda ocluido ($S_r \approx 0,85$) puede quedar reflejado tanto utilizando el concepto de permeabilidad relativa como la relación (2.48).

Por último cabe mencionar que el movimiento del aire en forma de aire disuelto en agua, vendrá dado por el movimiento de ésta.

3.4.- SOLUCIONES EXISTENTES AL PROBLEMA DEL FLUJO EN SUELO NO SATURADO E INDEFORMABLE.

3.4.1.- FLUJO VERTICAL.

Los primeros interesados en resolver los problemas de flujo de agua en un medio no saturado fueron los estudiosos de los procesos de irrigación e infiltración del agua en el suelo tras las lluvias, ambos procesos de gran importancia en agricultura. En esta primera época que puede estimarse que se remonta hasta finales de los años 60, los trabajos sobre el tema se publican predominantemente en el Soil Science Journal. Philip (1969) publica una puesta al día del tema hasta el momento.

Dado que se considera al suelo indeformable y al aire a presión atmosférica e inmóvil, la variable usada más frecuentemente es el contenido volumétrico de agua ya que la permeabilidad queda mejor definida utilizando esta variable que utilizando el potencial del agua. El punto de partida para la resolución del problema es la ecuación de continuidad del agua:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D_c(c) \frac{\partial c}{\partial z} \right) + \frac{\partial K_w(c)}{\partial z} \quad (2.52)$$

Donde $D_c(c)$ es la difusividad del agua en un medio no saturado ($K(c) \partial \psi / \partial c$).

En Bear (1972) se presenta un resumen de los métodos existentes para resolver la ecuación (2.52). Dichos métodos pueden ser completamente analíticos si se supone una expresión sencilla para $D_c(c)$. (Sokolov M. and Amir J.M. (1973) suponen que D_c es constante). En Philip (1969) se presenta una serie de métodos casi-analíticos (la resolución del problema se plantea resolviendo la ecuación diferencial por métodos analíticos pero se hace uso del cálculo numérico para encontrar resultados intermedios). Evidentemente también existe la posibilidad de utilizar métodos numéricos para resolver directamente la ecuación, pero esos métodos suelen reservarse para problemas bidimensionales.

El gran auge de los estudios realizados por científicos que trabajan en la prospección y extracción de petróleo ha permitido incorporar a la solución del problema la influencia de la fase gaseosa (se contempla también la posibilidad de que en los poros del suelo coexista agua, petróleo y gas). Morel-Seytoux H.J. (1973) en un amplio trabajo presenta una puesta al día del conocimiento del flujo bifásico con la incorporación de las técnicas usadas en la industria del petróleo. En Houpeurt A. (1974) se recoge también un compendio de las citadas técnicas de la industria del petróleo.

Posteriormente se ha incorporado la técnica de los elementos finitos a la solución del problema. Cheung Y. Kand Tham L.G. emplean elementos mixtos espacio-tiempo para resolver la ecuación (52) sin tener en cuenta el efecto de la gravedad.

3.4.2.—FLUJO BIDIMENSIONAL.

Para el estudio del flujo bidimensional o tridimensional es necesario el uso de técnicas de cálculo numérico, a no ser que se simplifique extraordinariamente la ecuación del movimiento (Sokolov M. and Amir J.M. (1973)) en cuyo caso los resultados no tienen excesivo valor práctico.

Richards B.G. (1965) resuelve por diferencias finitas las ecuaciones resultantes del flujo acoplado de agua y de calor y las aplica al flujo de agua bajo pavimentos de carreteras.

Richards B.G. and Chan C.Y. (1969) emplean la misma técnica para estudiar el flujo en condiciones isoterma en el núcleo de una presa de tierras.

Neuman (1973) utiliza la técnica de los elementos finitos para resolver el problema del flujo en un medio tanto saturado como no saturado.

4.- TENSIONES SIGNIFICATIVAS.

4.1.- COMPORTAMIENTO DEL SUELO NO SATURADO FRENTE A CAMBIOS DE SATURACION BAJO CARGA.

El comportamiento del suelo frente a cambios de saturación bajo carga exterior constante puede ser de colapso o hinchamiento dependiendo de la composición del suelo, granulometría, estructura, porosidad, succión y nivel e historia de tensiones aplicada. (Barden, Madedor and Sides (1969)).

Dudley J.M. (1970) y López Corral A M. (1978) realizan un análisis que explica los mecanismos del colapso en términos microestructurales.

En un suelo granular sin fracción arcillosa, el agua situada entre los granos de suelo está sometida a tracción y por tanto aplica unas fuerzas "efectivas" de compresión entre dos granos contiguos. Estas fuerzas de origen capilar pueden mantener estable una estructura muy abierta, sometida a una carga exterior grande, mientras la succión del suelo sea lo suficientemente alta. Si se aumenta la saturación del suelo, las fuerzas capilares disminuyen y los granos adquieren mayor facilidad de movimiento relativo y por tanto si la estructura era potencialmente inestable y la carga elevada se producirá el colapso.

Los suelos granulares con arcilla formada por alteración del mineral que constituye los granos, pueden tener una resistencia considerable bajo condiciones de desecación. Sin embargo un aumento de saturación provoca un aumento de tamaño de las partículas arcillosas que se despegan de los granos de arena y

actúan como lubricante, facilitando el colapso del suelo si como se ha mencionado la estructura era potencialmente inestable y la carga aplicada grande.

Por otra parte si la arcilla se ha situado entre los granos de arena en un medio acuoso que posteriormente va desecándose, el agua se retira de los poros de mayor diámetro concentrándose entre las uniones de los granos llevando consigo a las partículas arcillosas. Estas partículas debido a la alta concentración de iones generan una estructura floculada con cierta resistencia entre los granos de arena. Si posteriormente aumenta la cantidad de agua en el suelo, disminuye la concentración de cationes y la estructura de la arcilla tiende a ser dispersa provocando una pérdida de rigidez en las uniones entre granos de arcilla.

El fenómeno del colapso puede darse también cuando entre los granos de suelo existe un agente cementante que mantiene estable una estructura muy abierta. La adición de agua puede hacer que el agente cementante pierda su efectividad, lo que unido a la existencia de una carga exterior que puede asimismo deteriorar las uniones cementadas al aumentar las tensiones en ellas puede asimismo provocar el colapso. Lloret y al. (1979) estudian el comportamiento de colapso de un limo con poca fracción arcillosa y con cemento calcáreo.

Por otra parte el fenómeno del hinchamiento puede explicarse en términos microestructurales y en términos tensionales.

Si el suelo contiene una parte importante de fracción arcillosa, al aumentar el grado de saturación, la capa doble

de estas partículas aumenta de tamaño y tienden a repelerse entre sí, por otra parte se produce un aumento de volumen en los aglomerados de partículas arcillosas al incorporar éstos a su estructura gran cantidad de agua.

El mecanismo fisico-químico del hinchamiento de arcillas ha sido estudiado profusamente y en los Proceedings de las Conferencias Internacionales sobre suelos expansivos se puede encontrar abundante información sobre el tema. (Chen F.H.(1973), Sankaran K.S. and Venkateshwar D. (1973) , Stepkowska, E. T. (1980), etc.).

Brackley (1975) estudia la importancia relativa de las fuerzas fisicoquímicas y de tensión capilar en el fenómeno.

El hinchamiento de las arcillas está relacionado con el mineral arcilloso que las constituye, la capacidad cambio de cationes, estructura del suelo, porcentaje de arcilla en el suelo, actividad e índices de Atterberg de la arcilla, (Chen F.H. (1975)).

Desde otro punto de vista parte del hinchamiento puede explicarse como una disminución de la tensión intergranular debida a una disminución en la succión, lo que provoca un esponjamiento elástico de la estructura de suelo especialmente si la carga no es importante. Sin embargo, este mecanismo tiene una influencia mucho menor que los mecanismos fisico-químicos citados en la magnitud total del hinchamiento. (Brackey, 1975).

En resumen puede decirse que un suelo tiende a colapsar cuando la fracción arcillosa del suelo no es muy grande, cuando

posee una estructura abierta potencialmente inestable y la carga aplicada es grande. El suelo hinchará si la fracción arcillosa es importante, la estructura tiende a ser dispersa y la carga aplicada es baja.

Se ha constatado repetidamente que un mismo suelo puede hinchar cuando se le satura bajo cargas exteriores grandes y colapsar cuando la carga está por encima de una cierta carga crítica. El hinchamiento será tanto mayor cuanto mayor sea la fracción arcillosa. Jennings and Burland (1962) apuntan que el comportamiento de colapso en materiales arcillosos con carga exterior grande se puede deber a que en estado desecado forman agregados de partículas que se comportan como si se tratara de un material granular, al saturar el suelo los enlaces entre agregados de partículas se reblandecen y la estructura formada por los agregados colapsa si está sometida a tensión exterior grande. Después del colapso y a medida que las partículas arcillosas van tomando agua puede producirse un lento hinchamiento por aumento de volumen en las partículas.

4.2.- PARAMETROS DE ESTADO EN UN SUELO NO SATURADO.

Según Matyas and Radhakrishna (1968), citando a Poorooshasb son parámetros de estado aquellas variables físicas del suelo que son suficientes para describir completamente el estado de un suelo sin necesidad de hacer referencia a su historia previa.

Para suelos saturados normalmente consolidados el estado del suelo queda especificado con la definición del estado de tensiones y por el índice de poros o humedad.

Para suelos no saturados es necesario utilizar además como parámetros de estado el grado de saturación y la estructura del suelo. La estructura del suelo no es, naturalmente, un valor escalar.

Fredlund (1979) utiliza como parámetros de estado al índice de poros, humedad y estado de tensiones del suelo. En realidad pueden escogerse dos variables cualquiera entre el grado de saturación, la humedad o el índice de poros.

La estructura del suelo juega un papel muy importante en las características tenso-deformacionales del suelo. En suelos compactados la estructura queda definida por la humedad de amasado y la energía de compactación, en los suelos naturales la definición sería más compleja.

Brackley I.J. (1973) afirma que el comportamiento del suelo puede ser completamente definido por la carga exterior, el índice de poros, la succión y la humedad, con lo que coincide con el planteamiento de Matyas and Radhakrishna y Fredlund.

4.3.- TENSIONES SIGNIFICATIVAS.

Bishop and Blight (1963) definen a la tensión efectiva como aquella función de la tensión total y la presión de los poros que controla los efectos mecánicos de un cambio de tensión tales como los cambios de volumen y los cambios en la resistencia del suelo. El principio de las tensiones efectivas Terzaghi (1936) es la aseveración de que dichas tensiones existen.

En suelos saturados se ha comprobado que dichas tensiones efectivas (σ') pueden expresarse en función de la tensión total σ y de la presión del agua P_w como:

$$\sigma' = \sigma - P_w \quad (2.53)$$

Esta ecuación es rigurosamente cierta si se suponen los granos de suelo incompresibles y que la distribución de tensiones en el interior de las partículas no depende de la presión que las rodea. (Bishop and Eldin (1950)).

El principio de las tensiones efectivas constituye la base de la mecánica del suelo saturado. Los investigadores del suelo no saturado han buscado una expresión análoga a la (2.53) que refleje el estado tensional del suelo no saturado.

Bishop (1959) sugiere la siguiente expresión para la tensión efectiva en suelos no saturados:

$$\sigma' = \sigma + \chi(P_a - P_w) = \sigma - [\chi P_w + (1-\chi)P_a] = \sigma - P^* \quad (2.54)$$

Donde P^* es una presión "equivalente" del fluido que llena los poros y χ un parámetro altamente dependiente del grado de saturación. Esta ecuación fué generalmente aceptada en 1960 en la Conferencia "Pore Pressure and Suction in Soils" por Skempton, Jennings, Bishop y Aitchison bajo diferentes formas.

La expresión (2.54) se ajustaba razonablemente bien al comportamiento del suelo cuando el grado de saturación estaba por encima de un grado de saturación crítico. Este grado de saturación dependía del tipo de suelo y valía aproximadamente

0,85 para arcillas, 0,5 para limos y arenas finas y 0,2 para arenas. Aitchison (1960) derivó la siguiente expresión para el parámetro χ en función del grado de saturación y la succión:

$$\chi_f = S_r + \frac{1}{(P_a - P_w)_f} \sum_0^{(P_a - P_w)_f} 0,3 \Delta S_r (P_a - P_w)_f \quad (2.55)$$

Conociendo la relación entre S_r y la succión sería posible obtener una relación entre χ y S_r . Lambe (1960) afirma que no puede afirmarse que χ dependa sólo del grado de saturación dado que χ depende de la estructura del suelo.

Bishop and Blight (1963) afirman que χ no puede definirse simplemente con la expresión teórica de Aitchison (2.55). Si se supone que el suelo no saturado tiene la misma característica de resistencia en términos de tensiones efectivas (definidas por (2.54)), a partir de ensayos triaxiales en un mismo suelo, saturado y no saturado puede encontrarse una relación experimental entre χ y $(P_a - P_w)$. (Bishop and Donald (1961), Bishop and Blight (1963)). La ley de tensiones efectivas (2.54) parece bastante consistente con la resistencia a esfuerzo cortante si, como se ha dicho para el cálculo de χ , se asume implícitamente la validez de dicha ley.

Sin embargo en lo concerniente a las deformaciones volumétricas del suelo la ley de tensiones efectivas (2.54) no ha demostrado tener utilidad.

Según Jennings and Burland (1962) χ depende además del grado de saturación y la succión, del grado de saturación crítico mencionado anteriormente (por lo tanto de la composición y granulometría del suelo) y de la trayectoria de tensiones de cada ensayo.

Aitchison (1965) afirma que λ depende de la succión, grado de saturación, humedad, composición del suelo e historia de tensiones y deformaciones. Virtualmente casi todos los factores que influyen en el comportamiento deformacional y resistente del suelo influyen también en el valor de λ . Por otra parte haciendo uso de la expresión (2.54) no puede explicarse el comportamiento del colapso, Blight (1965). Una disminución de σ' a través de una disminución de $P_a - P_w$ puede conducir al colapso mientras que una disminución a través de σ puede conducir a un hinchamiento. Aitchison and Woodburn (1969) mencionan que un aumento de σ' a través de $P_a - P_w$ produce un agrietamiento en el suelo mientras si se aumenta a través de σ se aumenta la compacidad del suelo.

En definitiva Jennings and Burland (1962), Bishop and Blight (1963), Burland (1965), Aitchison (1965), Matyas and Radhakrishna (1968), Brackley (1971), Fredlund (1976) y otros manifiestan que la deformación del suelo no puede describirse simplemente a partir de cambios de una tensión efectiva. Bishop and Blight (1963) sugieren que una relación entre el índice de poros con $\sigma - P_a$ y $P_a - P_w$ es más apropiada para la descripción de los cambios de volumen en suelo no saturado que el empleo de una única tensión efectiva.

Coleman (1962) afirma que la variación de volumen de un suelo con carga triaxial depende de los valores de $(\sigma - P_a)$ donde $\sigma = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$; $(\sigma_1 - \sigma_3)$; $(P_a - P_w)$ y de la historia de tensiones del suelo. Los cambios de volumen del suelo (V) y del agua (V_w) pueden escribirse como:

$$-\frac{dV_w}{V} = C_{11} d(P_a - P_w) + C_{12} d(\sigma - P_a) + C_{13} d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.56)$$

$$-\frac{dV}{V} = C_{21} d(P_a - P_w) + C_{22} d(\sigma - P_a) + C_{23} d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.57)$$

$$-(d\epsilon_1 - d\epsilon_2) = -C_{31} d(P_a - P_w) + C_{32} d(\sigma - P_a) + C_{33} d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.58)$$

donde ϵ_1 , y ϵ_3 son las deformaciones axiales y laterales. Asumiendo un comportamiento elástico los coeficientes C son constantes, sin embargo en general dependerán del valor e historia de tensiones.

Matyas and Radhakrishna (1968) siguiendo el mismo proceso eligen como variables que definen el estado de tensión $(\sigma - P_a)$, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y $(P_a - P_w)$ en caso de carga triaxial y $(\sigma - P_a)$ y $(P_a - P_w)$ en caso de carga isotrópica o con deformación lateral nula.

Fredlund and Morgenstern (1976) y (1977) planteando el equilibrio en cada una de las fases del suelo no saturado y en la "membrana" que constituye la interfase entre el agua y el aire llegan a la conclusión de que en general el estado de tensión en un suelo no saturado puede definirse por cualquiera de las siguientes parejas de tensores:

$$a) \quad (\sigma_{ij} - P_a \delta_{ij}) \quad ; \quad (P_a - P_w) \delta_{ij} \quad (2.59)$$

$$b) \quad (\sigma_{ij} - P_a \delta_{ij}) \quad ; \quad (\sigma_{ij} - P_w) \delta_{ij} \quad (2.60)$$

$$c) \quad (\sigma_{ij} - P_w \delta_{ij}) \quad ; \quad (P_a - P_w) \delta_{ij} \quad (2.61)$$

Dado que la presión del aire suele ser la atmosférica, la primera pareja es la más comunmente utilizada.

Fredlund and Morgenstern (1977) realizan una serie de ensayos triaxiales y edométricos en los cuales se incrementaron las presiones exteriores y las presiones de aire y agua en la misma cantidad y observaron que los cambios de volumen del suelo y del agua en el suelo eran despreciables, confirmando la bondad de su planteamiento. Un amplio resumen de los distintos trabajos sobre tensiones significantes en suelos no saturados ha sido realizado por Wood D.M. (1979).

4.4.- SUPERFICIES DE ESTADO.

Se denominan funciones de estado a aquellas funciones que relacionan diferentes variables de estado entre sí. Para suelos saturados una función de estado es la relación entre $\sigma - P_w$ y el índice de poros para una determinada estructura e historia de tensiones.

Dado que en suelos no saturados existen más variables de estado se pueden establecer más funciones de estado. En concreto Matyas and Radhakrishna (1968) en un estado triaxial de tensiones utilizan las siguientes:

$$e = f_s \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - P_a, \sigma_1 - \sigma_3, P_a - P_w, e_o, S_{r_o} \right) \quad (2.62)$$

$$S_r = f_e \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - P_a, \sigma_1 - \sigma_3, P_a - P_w, e_o, S_{r_o} \right) \quad (2.63)$$

Donde e_0 y S_{r0} representan el estado inicial del suelo. En las expresiones no aparece la estructura, sin embargo su efecto se puede tener en cuenta si el estado inicial del suelo reflejado por e_0 , S_{r0} es siempre el mismo (por ejemplo mismas condiciones de compactación del suelo).

En condiciones isotrópicas o de deformación lateral nula las ecuaciones (2.62) (2.63) pueden expresarse como:

$$e = f_e (\sigma - P_a, P_a - P_w, e_0, S_{r0}) \quad (2.64)$$

$$S_r = f_s (\sigma - P_a, P_a - P_w, e_0, S_{r0}) \quad (2.65)$$

Si se utiliza un espacio con coordenadas e ó S_r , $P_a - P_w$, $\sigma - P_a$, el estado del suelo se puede representar como un punto de dicho espacio, al modificar su estado de tensión el punto que refleja el estado del suelo describirá una trayectoria en dicho espacio, que reflejará el comportamiento del suelo. Esta técnica ha sido usada además de por Matyas and Radhakrishna (1968) por Bishop and Blight (1963), Blight (1965), Fredlund (1979).

Si f_5 y f_6 son univocos representarán una superficie que se llamará superficie de estado. Matyas and Radhakrishna (1968) establecen que esta superficie existirá si tanto los cambios de saturación como de deformación son monotónicos. Un ciclo de carga y descarga del suelo pondría en evidencia al igual que ocurre en el suelo saturado la existencia de deformaciones plásticas irreversibles.

Por otra parte Barden et al. (1969) resalta que un ciclo de histéresis en la saturación del suelo influye extraordinariamente en el comportamiento posterior del suelo.

Fredlund (1979) admite que para cambios pequeños en el estado de tensiones estas superficies se pueden linealizar y define unos coeficientes de compresibilidad como las pendientes del plano tangente a la superficie. Para cambios mayores de tensión o succión sugiere las siguientes expresiones para el índice de poros y la humedad del suelo.

$$e = e_0 - C_t \log \frac{\sigma - P_a}{(\sigma - P_a)_0} - C_m \log \frac{P_a - P_w}{(P_a - P_w)_0} \quad (2.66)$$

$$\omega = \omega_0 - D_t \log \frac{\sigma - P_a}{(\sigma - P_a)_0} - D_m \log \frac{P_a - P_w}{(P_a - P_w)_0} \quad (2.67)$$

Estas ecuaciones no han sido comprobadas experimentalmente, para cambios tensionales grandes y en principio sólo permiten modelar comportamientos de colapso o hinchamiento pero nunca el comportamiento conjunto de hinchamiento colapso observado en gran cantidad de suelos.

5.- DEFORMACION DEL SUELO EN CONDICIONES NO DRENADAS.

5.1.- COMPRESIBILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA.

La presencia de aire en los poros, hace que el suelo posea una gran deformabilidad en condiciones no drenadas, aún para grados de saturación relativamente altos.

Tradicionalmente el problema se ha estudiado mediante modelos que sustitúan al suelo parcialmente saturado por un suelo saturado por un fluido compresible cuya compresibilidad es analizada por distintos autores en el supuesto de no existencia de suelo.

Bishop and Eldin (1950) proponen como compresibilidad de la mezcla:

$$\frac{1}{V_{v_0}} \frac{dV_{v_0}}{dP_w} = -(1 - S_{r_0} + H S_{r_0}) \frac{P_{w_0}}{P_w^2} \quad (2.68)$$

Siendo V_{v_0} el volumen inicial de la mezcla y S_{r_0} y P_{w_0} el grado de saturación y presión de aire inicial. En su trabajo no se tenía en cuenta el efecto de la compresibilidad del agua y se hacía la hipótesis de igualdad entre las presiones de aire y de agua, pero si se tiene en cuenta la disolución del aire con el agua.

Koning (1963) y Verruijt (1969) proponen:

$$\frac{1}{V_{v_0}} \frac{dV_{v_0}}{dP_w} = S_r C_w - \frac{(1-S_r)}{P_w} \quad (2.69)$$

En este caso los autores tienen en cuenta la compresibilidad del agua ($C_w = -5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$) pero no tienen en cuenta la solubilidad del aire en el agua ni distinguen entre la presión del aire y la presión del agua.

Schuurman (1966) utiliza además de la ley de Boyle y la ley de Henry para simular la compresibilidad y solubilidad del aire en el agua la ley de Kelvin para relacionar la diferencia de presión de aire y agua con el radio de las burbujas de aire. Su modelo sólo es válido por tanto para grados de saturación altas, en los cuales el aire está ocluido en forma de burbujas esféricas. Por otra parte no tiene en cuenta la compresibilidad del agua. La compresibilidad de la mezcla debe encontrarse numéricamente en función de la presión del agua P_w a través del volumen de aire libre V_{af} mediante las dos ecuaciones siguientes:

$$\frac{1}{V_{v_0}} \frac{dV_{v_0}}{dP_w} = \frac{1}{V_{af} + V_w} \frac{1}{\frac{V_{af_0} + H V_w}{(V_{af} + H V_w)^2} - \frac{1}{3} \frac{1}{V_{af}} (P_{a_0} - P_{w_0}) \left(\frac{V_{af_0}}{V_{af}}\right)^3} \quad (2.70)$$

$$P_w = \frac{V_{af_0} + H V_w}{V_{af} + H V_w} P_{a_0} - (P_{a_0} - P_{w_0}) \left(\frac{V_{af_0}}{V_{af}}\right)^{1/3} \quad (2.71)$$

De las ecuaciones anteriores se deduce que las burbujas de aire colapsan ($V_{af}=0$) para una presión de aire P_{amax} igual a:

$$P_{amax} = P_{a_0} \frac{V_{a_0} + H V_w}{H V_w} \quad (2.72)$$

Para $V_{af}=0$ la presión del agua resulta ser $-\infty$ lo cual quiere decir, dado que la presión del agua va creciendo mientras aumenta la presión del aire, que existe una presión de agua

máxima (crítica) a partir de la cual la situación es inestable; esta presión correspondería al máximo de la relación (2.71).

Barends (1979), (1980) completa el modelo de Schuurman introduciendo la presión de vapor, la compresibilidad del agua y la existencia de aire adherido a las partículas del suelo. La compresibilidad de la mezcla será según dicho autor:

$$\frac{1}{\rho'} \frac{d\rho'}{dP_w} = -C_w + \frac{\left(\frac{1}{1-H} - S_r\right) \frac{1}{S_r}}{P_a - P_v + \frac{P_a - P_w}{3} \left(2 - \frac{\alpha + H(1-\alpha)}{(1-H)(1-S_r-\alpha)}\right)} \quad (2.73)$$

Donde α es la relación de volumen de aire en forma de burbujas de aire adherido y cuyo radio es constante y el volumen de aire en forma de burbujas libres cuyo radio con la succión. ρ' es la densidad de la mezcla aire agua.

En la expresión anterior, el grado de saturación S_r y $P_a - P_w$, son funciones de la variable P_a . Haciendo uso de la ley de Kelvin, Barends relaciona $P_a - P_w$ con el grado de saturación y haciendo uso de la ley de Boyle relaciona S_r con la presión del aire. Por tanto resulta la siguiente expresión de la compresibilidad en función de S_r :

$$\frac{1}{\rho'} \frac{d\rho'}{dP_w} = -C_w + \frac{[1 - (1-H)S_r]^2 / S_r}{(1+H) [1 - (1-H)S_{r0}] P_{a0} - \frac{P_{a0} - P_{w0}}{3} [1 - (1-H)S_r]^2 \sqrt[3]{\frac{1 - S_{r0} - \alpha}{(1 - S_r - \alpha)^4}}} \quad (2.74)$$

El colapso de las burbujas según dicho autor se produce para presiones de aire del orden de 1,5 veces P_s . Siendo P_s igual a:

$$P_s = \frac{2(1 - S_{r0}) P_{a0}}{3(\alpha + H)} \quad (2.75)$$

Fredlund (1976) afirma que no es posible usar la ley de Kelvin para relacionar los incrementos de presión de aire y de agua en el suelo. Para grados de saturación bajos, se ha comprobado repetidamente que la succión disminuye al cargar el suelo y aumentar su grado de saturación (Bishop and Henkel, 1962) por lo tanto disminuye conjuntamente el volumen de aire libre y la succión. (Según la ley de Kelvin al disminuir el volumen de las burbujas debería aumentar la succión). Para grados de saturación altos el aire empieza a estar en forma de burbujas y un progresivo aumento del grado de saturación conduce a aumentar de presión de aire en las burbujas mayores que los aumentos de presión de agua. Sin embargo la succión medible macroscópicamente continua descendiendo de valor ya que no es posible medir la presión del aire encerrado en las burbujas con los sistemas tradicionales de medida de succión en el suelo.

En resumen, la ecuación de Kelvin sólo se puede usar cuando el grado de saturación es alto y a nivel del tamaño de la burbuja de aire, mientras que la ecuación de Kelvin no es compatible con la variación de la succión medida macroscópicamente por los medios clásicos usuales.

Fredlund (1976) establece que la compresibilidad de la mezcla en un suelo no saturado puede representarse como:

$$\frac{1}{V_v} \frac{dV_v}{dP_w} = S_r C_w - B_{aw} \frac{(1-S_r + H S_r)}{P_a} \quad (2.76)$$

Donde B_{aw} es la relación entre los incrementos de presión de agua y de aire al incrementar la presión exterior. El parámetro B_{aw} es mayor que 1 para el suelo no saturado e igual a 1 para

el suelo saturado.

5.2.- DEFORMACION DEL SUELO.

Si se utiliza un modelo de suelo bifásico, una vez conocida la compresibilidad de la mezcla puede conocerse los incrementos de presión del "fluido" que llena los poros a través de la ecuación introducida por Skempton (1954)

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_f}{C_s}} \quad (2.77)$$

Donde B es la relación entre el incremento de presión exterior y el incremento de presión en el fluido de los poros del suelo en condiciones de carga isotrópica. C_f y C_s son las compresibilidades del fluido y del esqueleto sólido respectivamente.

Conocidas las presiones de aire y agua y la carga exterior el cambio de volumen de suelo puede establecerse a través de cualquier ecuación constitutiva.

Magnan S.P. and Dang M.T. (1977) para constatar experimentalmente su derivación teórica de la compresibilidad de la mezcla aire agua respecto a una presión p^* representativa de la mezcla, emplean la expresión de tensiones efectivas de Bishop 2.54, identificando el parámetro χ con S_r .

Hasan y Fredlund (1980) abandonan el concepto de compresibilidad de la mezcla y compatibilizan las deformaciones de los poros en función del cambio de presiones de aire y de agua y el cambio de volumen de aire en función de la variación de la presión del aire, con las deformaciones de poros y cambio

del volumen de aire dadas por los cambios del estado tensional del suelo a partir de unas ecuaciones constitutivas. Con esta compatibilización se plantea el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\frac{\Delta V_v}{V} = m_1^s \Delta(\sigma - P_a) + m_2^s \Delta(P_a - P_w) = -S_r n C_w \Delta P_w + \left[\frac{(1-S_r)n + H S_r n}{P_a} \right] \Delta P_a \quad (2.78.a)$$

$$\frac{\Delta V_a}{V} = m_1^a \Delta(\sigma - P_a) + m_2^a \Delta(P_a - P_w) = \frac{(1-S_r)n + H S_r n}{P_a} \Delta P_a \quad (2.78.b)$$

Siendo V_v , V_a y V el volumen de poros, de aire y total del suelo respectivamente.

Los coeficientes m_1^s , m_2^s , m_1^a , m_2^a son considerados como constantes en la formulación posterior para encontrar los valores de P_a y P_w . Por otra parte los cálculos de las variaciones del volumen de poros y de aire indicadas en los segundos miembros de las ecuaciones, indican que se toman las compresibilidades como constantes, esto limita el planteamiento propuesto por Hasany Fredlund (1980) al tratamiento de problemas con cambios pequeños del estado de tensiones.

El utilizar este planteamiento para cambios mayores del estado tensional equivale a utilizar como ecuación constitutiva la ecuación de tensiones efectivas de Bishop, ya que de (2.78.a) se infiere:

$$\frac{\Delta V_v}{V} = m_1^s \Delta \left[(\sigma - P_a) + \frac{m_2^s}{m_1^s} (P_a - P_w) \right] \quad (2.79)$$

lo cual viene a significar que la deformación del suelo es una función lineal de $(\sigma - P_a + \chi (P_a - P_w))$, siendo $\chi = m_2^s / m_1^s$ una constante. Evidentemente este planteamiento lineal, como se ha

manifestado en el apartado anterior, dista mucho de poder -
representar el complejo comportamiento del suelo parcialmente
saturado.

6.- CONSOLIDACION.

6.1.- INTRODUCCION.

La consolidación del suelo no saturado entendida como la deformación de éste motivada por el flujo de aire y de agua fué estudiada extensamente por Barden (1965). Dada la importancia teórica de su trabajo se resumen a continuación las principales aportaciones del mismo.

Posteriormente se recogen los modelos que se han desarrollado para la consolidación de suelos casi-saturados y expansivos. Se describen también modelos que utilizan la definición de tensión efectiva de Bishop.

Por último se analizará el modelo de Fredlund y Hasan que si bien tal como lo formulan dichos autores tiene grandes limitaciones representa un avance teórico importante al abandonar el concepto de tensión efectiva en suelos no saturados.

Hay que resaltar que no se recoge en la bibliografía ningún modelo para la deformación secundaria en suelo no saturado aunque debido a la rapidez con que se desarrolla la deformación debida a flujo, la fluencia del suelo será importante (con relación a la deformación hidrodinámica) en este tipo de suelos. Yoshimi and Osterberg (1963), Barden (1965), Jiménez Salas et al. (1973), Lloret et al. (1979)).

6.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA SEGUN BARDEN.

Barden plantea con generalidad las ecuaciones de continuidad en el caso unidimensional del aire y del agua, utilizando la ley de Darcy para ambos flujos. Las ecuaciones son las siguientes:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\beta P_a k_a \frac{\partial P_a}{\partial z} + H P_a k_w \frac{\partial P_w}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left[H P_a S_r n + \beta P_a (1 - S_r) n \right] \quad (2.80)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[k_w \frac{\partial P_w}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} [n S_r] \quad (2.81)$$

Donde β es la compresibilidad del aire ($\beta = \rho_a / P_a$). En estas dos ecuaciones hay cuatro incógnitas (n, S_r, P_a y P_w). Barden utiliza en su planteamiento teórico general una relación empírica entre la succión y el grado de saturación, porosidad y fabrica (λ) y una ecuación constitutiva del tipo utilizado por Bishop and Blight (1963):

$$P_a - P_w = f_c(n, \lambda, S_r) \quad (2.82)$$

$$n = f_n \left[\sigma - P_a + \chi(n, \lambda, S_r)(P_a - P_w) \right] \quad (2.83)$$

Por otra parte contempla la variación de las permeabilidades del aire y del agua en función del grado de saturación porosidad y estructura:

$$k_a = f_a(n, \lambda, S_r) \quad (2.84)$$

$$k_w = f_w(n, \lambda, S_r) \quad (2.85)$$

Barden afirma que no es posible encontrar expresiones analíticas para las funciones f_c , f_n , f_a y f_w y que dichas funciones deben ser definidas en cada caso experimentalmente. Por otra parte menciona el hecho de que sería posible un gran avance si se constatare mediante ensayos en gran número de suelos que las expresiones de las funciones "f" fuesen esencialmente las mismas, diferenciándose tan solo en los valores de ciertos coeficientes que se podrían encontrar experimentalmente. Aún así el número de coeficientes es tan alto que dificulta la obtención de resultados generalizables.

Barden tras este planteamiento general teórico, plantea el problema en 5 situaciones que cubren todo el rango de saturación de los suelos compactados y en cada uno de ellos realiza unas determinadas aproximaciones. El análisis de Barden en cada una de las cinco situaciones fué la siguiente:

- a) Suelos extremadamente secos. En esos suelos considera que el agua está en forma de agua adsorbida y no es capaz de moverse bajo gradientes de presión, por lo tanto $v_w=0$. Solo es necesaria la ecuación de continuidad del aire para reflejar el fenómeno de la consolidación.

En estas condiciones puede despreciarse el efecto de la solubilidad del aire en el agua. La ecuación (2.80) se transforma en

$$\frac{\partial}{\partial z} (\rho_a v_a) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho_a n (1 - S_r)) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho_a n_a) \quad (2.86)$$

La permeabilidad del aire es considerada una función lineal decreciente de la presión del aire ya que al aumentar ésta

disminuye el volumen de aire y por tanto la sección útil para el flujo de aire.

Por otra parte en condiciones isoterma la densidad del aire es proporcional a su presión y para suelos muy secos, el parámetro λ de la ecuación de Bishop para las tensiones efectivas tiende a 0 y se puede escribir:

$$\sigma' = \sigma - P_a \quad (2.87)$$

Establecida una relación lineal entre σ' y n_a ($n_a = (1 - S_r)n$), la ecuación 2.86 se puede expresar en términos de P_a como única incógnita:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\rho_o (1 + d P_a) K_{af} (1 + b P_a) \frac{\partial P_a}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left[n_{af} (1 + a P_a) \rho_o (1 + d P_a) \right] \quad (2.88)$$

Donde ρ_o es la densidad del aire para $P_a = P_{ao}$, $d = 1/P_{ao}$, a y b los coeficientes que expresan la dependencia lineal de n_a y K_a con la presión del aire. K_{af} y n_{af} son los valores de K_a y n_a para P_a nula.

La ecuación (2.88) puede ser resuelta por diferencias finitas.

Blight (1971) para esta misma situación de suelo muy seco usa como ecuación de movimiento del aire la ley de Fick, asumiendo igualmente que el agua está inmóvil.

La ecuación de continuidad resultante es:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[(1 - S_r) n \frac{D_a R T}{P_{ma}} \frac{\partial P_a}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left[(1 - S_r) n P_a \right] \quad (2.89)$$

Suponiendo que el esqueleto sólido no se deforma durante el proceso de disipación de presión de aire y que D_a no depende de P_a resulta la ecuación:

$$\frac{\partial P_a}{\partial t} = \frac{D_a RT}{P_{m_a}} \frac{\partial^2 P_a}{\partial z^2} \quad (2.90)$$

Que es formalmente igual a la de la consolidación en medio saturado. Si en (2.88) se toma $d=b=a=0$ resulta una ecuación análoga a la (2.90), sin embargo en este último planteamiento se habría hecho uso de la hipótesis de que el aire es incompresible mientras que al usar la ley de Fick, no es necesario hacer uso de esta hipótesis para llegar a (2.90),

- b) Suelos con humedad por debajo de la humedad óptima de compactación. En este caso el agua no sale prácticamente del suelo (Yoshimi and Osterberg (1963)) y Barden considera que al igual que en el caso anterior puede considerarse $v_w=0$. ($K_w=0$). La permeabilidad y densidad del aire pueden considerarse también funciones lineales de P_a , sin embargo ya no es lícito considerar que σ' sea igual a $\sigma - P_a$ y por tanto na será una función compleja de la succión. Si se supone que como en el caso anterior σ' tiende a ser $\sigma - P_a$ la ecuación (2.88) puede utilizarse para tener una idea de la duración del proceso disipación de presiones y del valor de estas a lo largo del tiempo, pero a no ser que se establezca algún tipo de relación entre la presión del aire y la succión y el parámetro λ no es posible conocer la velocidad de cambio de volumen del suelo y la solución no es completa.

c) Suelos con humedad cercana a la humedad óptima de compactación. Para este rango de humedades tanto el aire como el agua son capaces de fluir a través del suelo y por lo tanto deben emplearse las dos ecuaciones de continuidad. Para poder resolverlas Barden realiza las hipótesis de que el efecto de la solubilidad del aire puede ser despreciable. Por otra parte las permeabilidades del aire y del agua, a falta del conocimiento de una ley más general y basándose en el hecho de que descendiesen de valor al consolidar el suelo, son consideradas funciones lineales de las presiones de aire y agua respectivamente. Por otra parte como los valores de S_r son altos el parámetro λ tiende a la unidad, σ' tiende a ser $\sigma - P_w$ y puede establecerse una variación lineal entre la porosidad n y P_w . Con estas simplificaciones las ecuaciones de continuidad resultan:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[(1+dP_a) K_{af} (1+b_a P_a) \frac{\partial P_a}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left[(1+dP_a) (1-S_r) n_f (1+a P_w) \right] \quad (2.91)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[K_{wf} (1+b_w P_w) \frac{\partial P_w}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left[n_f (1+a P_w) S_r \right] \quad (2.92)$$

A pesar de las simplificaciones realizadas el número de incógnitas en estas dos ecuaciones es de 3 (P_a , P_w , y S_r). Barden afirma que encontrar experimentalmente la relación f_c entre $(P_a - P_w)$ y S_r es muy difícil para estos grados de saturación ya que no es posible medir la presión del aire cuando éste empieza a estar en forma de aire ocluido.

d) Suelos con humedad por encima de la humedad óptima de compactación. Para estas humedades el aire está en forma de burbujas cuyo comportamiento es de dos clases. 1) burbujas

que se mueven con el agua y 2) burbujas atrapadas entre las partículas del esqueleto mineral incapaces de moverse con el agua.

La manera más simple de tratar el problema es suponer que el suelo está saturado por un fluido equivalente compresible. La compresibilidad del fluido según Barden no cambia durante el proceso de consolidación, la ecuación de continuidad de este fluido equivalente se plantea como:

$$\frac{\partial}{\partial z} (\rho_e v_e) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho_e n_e) \quad (2.93)$$

Siendo ρ_e , v_e y n_e la densidad, velocidad y porosidad eficaz de este fluido equivalente. El flujo se establecerá por gradientes de presión de agua:

$$v_e = K_e \frac{\partial P_w}{\partial z} \quad (2.94)$$

La tensión efectiva puede considerarse igual a $\sigma - P_w$ y por tanto se puede decir que:

$$n_e = n_{ef} (1 + C_f P_w + C_s P_w) \quad (2.95)$$

C_f refleja la compresibilidad de las burbujas que rodean al esqueleto sólido y C_s refleja la compresibilidad del esqueleto respecto a cambios de tensiones efectivas ($\sigma' = \sigma - P_w$). Tanto C_f como C_s dependen de la presión pero Barden afirma que cuando C_f aumenta C_s disminuye y sugiere que su suma permanece más o menos constante durante el proceso de consolidación. Por tanto, puede establecerse:

$$n_e = n_{ef} (1 + a P_w) \quad (2.96)$$

Por otra parte ρ_e es una función de P_w que debería ser calculada usando la ley de Boyle y de Henry. Barden basándose en que las variaciones de ρ_e son menores que el 10% durante la consolidación linealiza la relación entre ρ_e y P_w - resultando:

$$\rho_e = \rho_{e_0} (1 + d P_w) \quad (2.97)$$

La relación entre K_e y P_w es compleja y se debería utilizar una relación del tipo $K_e = f(n, S, \lambda)$ pero es muy difícil separar el efecto de cada uno de los tres factores. Como n , S_r y λ cambiaran con P_w y se puede asumir una - variación lineal del tipo:

$$K_e = K_{ef} (1 + b P_w) \quad (2.98)$$

Utilizando estas expresiones resulta una ecuación formalmente idéntica a la (2.86). Obtenida la variación de P_w con el tiempo es factible conocer la evolución de las deformaciones del suelo.

- e) Suelo muy próximo a la saturación. En este caso el aire está en forma de aire atrapado entre las partículas de suelo y el fluido que se mueve es incompresible, sin embargo - al variar la presión del agua variará el volumen del aire atrapado y por lo tanto la permeabilidad del agua se verá influenciada. Esta influencia es muy no lineal y Barden - sugiere dos tipos de variación:

$$K_w = K_f (1 + b P_w^h) \quad (2.99)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_w = K_f & 0 < P_w < x \\ K_w = K_f \left(1 + \epsilon \frac{P_w - x}{y - x} \right) & x < P_w < y \\ K_w = (1 + \epsilon) K_f & y < P_w < P_{w_0} \end{array} \right. \quad (2.100)$$

Donde n, x, y, ϵ son parámetros a fijar mediante experimentación.

Barden concluye que los procesos de consolidación cuando el suelo está por debajo de la humedad óptima son muy rápidos y que la deformación por tanto será muy rápida. Las deformaciones a largo plazo vendrán dadas por la velocidad de las deformaciones debidas a fluencia. Los problemas de inestabilidad debida a presiones en los poros altos aparecen cuando el suelo se compacta a humedad óptima o por encima de ella.

El análisis de Barden tiene un indudable interés teórico, sin embargo las relaciones lineales que usa entre las presiones de aire o agua con las permeabilidades y con la porosidad sólo pueden considerarse válidas para cambios de presión pequeños y por tanto su modelo no puede aplicarse con generalidad para representar el comportamiento fuertemente no lineal del suelo. Por otra parte Barden (1965) no aporta datos experimentales que permitan comprobar sus hipótesis.

6.3.- MODELOS PARA SUELO PROXIMOS A LA SATURACION.

Dada la importancia geotécnica del problema, el efecto de la presencia de aire en forma de burbujas en el suelo próxi-

mo a la saturación ha sido estudiado con cierta profusión.

El planteamiento general del problema se realiza análogamente al caso e) analizado por Barden mediante el empleo del concepto de fluido equivalente compresible. Las ecuaciones resultantes son muy parecidas a las de la consolidación en un medio saturado y ha sido estudiado en ocasiones como una causa más de no linealidad en la ecuación de continuidad del agua.

Dado que las partículas sólidas están rodeadas por agua se puede aplicar el principio de tensiones efectivas en la forma debida a Terzaghi ($\sigma' = \sigma - P_w$).

Scott 1963, plantea la ecuación de la consolidación en la forma:

$$\frac{\partial W_w}{\partial t} = W_s \left[e \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{S_r e}{\gamma_s} \frac{\partial \gamma_w}{\partial t} - \frac{S_r e \gamma_w}{\gamma_s^2} \frac{\partial \gamma_s}{\partial t} \right] \quad (2.101)$$

Donde W_w y W_s son los pesos de agua y de las partículas sólidas en el suelo y γ_s el peso específico de las partículas. El primer sumando del segundo miembro representa la variación de la cantidad de agua en un elemento de suelo debido a cambios en el grado de saturación. Si se asume que la succión del suelo ($P_{a0} - P_{w0}$) cambia poco durante el proceso de consolidación, ese sumando puede expresarse como:

$$\frac{e \gamma_w}{\gamma_s} \frac{\partial S_r}{\partial t} = \frac{e \gamma_w}{\gamma_s} \frac{P_{a0} [1 - S_{r0} + H S_{r0}]}{[P_w + (P_{a0} - P_{w0})]^2} \frac{\partial P_w}{\partial t} \quad (2.102)$$

Suponiendo despreciables los cambios en las densidades del agua y de las partículas sólidas y suponiendo la existencia de una relación lineal entre el índice de poros y la tensión efectiva

($\sigma - P_w$), resulta:

$$\begin{aligned}
 & K_{wx} \frac{\partial^2 P_w}{\partial x^2} + K_{wy} \frac{\partial^2 P_w}{\partial y^2} + K_{wz} \frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2} = \\
 & = \frac{e_0}{1+e_0} S_{r_0} \gamma_{w_0} \left[\frac{P_{a_0}(1-S_{r_0}+HS_{r_0})}{S_{r_0}(P_w+(P_{a_0}-P_{w_0}))^2} \frac{\partial P_w}{\partial t} + \frac{a_v}{e_0} \left(\frac{\partial P_w}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} \right) \right]
 \end{aligned}
 \tag{2.103}$$

Donde a_v es coeficiente de compresibilidad del suelo ($a_v = -\Delta e / \Delta \sigma$)

Magnan et al. (1979) simulan la presencia de burbujas de aire utilizando como compresibilidad de la mezcla aire agua una expresión del tipo:

$$a_w = \frac{1 - (1-H) S_r}{P_w + 130 \text{ KN/m}^2}
 \tag{2.104}$$

Por otra parte Barends (1980) utiliza como ecuación de continuidad del fluido equivalente:

$$-\nabla(\rho' q) = \rho' \left\{ \frac{1}{1-b} \frac{D\varepsilon}{Dt} + n \beta' \frac{DP_w}{Dt} \right\}
 \tag{2.105}$$

Donde q es el caudal específico ($q = n S_r (W_s - V_f)$, W_s = velocidad de la fase sólida y V_f la velocidad de la fase líquida), ρ' la densidad de la mezcla aire agua, ε la deformación del suelo, β' la compresibilidad de la mezcla aire agua y b es el volumen de aire en forma de burbujas atrapadas inmóviles por unidad de volumen de poros. La compresibilidad de la mezcla β' es una función de P_w según la expresión (2.74) simplificada convenientemente.

6.4.- MODELO DE RICHARDS PARA SUELOS EXPANSIVOS.

Richards (1972), (1974) utiliza el concepto de potencial de agua en suelos expansivos sometidos a carga desarrollado por Philip (1969) y la teoría de Biot para establecer un modelo de consolidación en suelos expansivos.

El proceso de cálculo de presiones y deformaciones es el siguiente:

a) Cálculo del potencial del agua en el suelo expansivo:

$$\phi = -\psi - z + \frac{\sigma}{\gamma_w} \frac{de}{d\psi} \quad (2.106)$$

Donde ϕ es el potencial del agua, ψ el potencial capilar, z la altura, σ la tensión media del suelo y $de/d\psi$ es la variación de volumen debida a un aumento en el contenido de agua del suelo ($\psi = (1+e) \cdot S_r \cdot n$).

b) Resolución del problema de flujo:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{1+e}{1+e+c \frac{de}{dc}} \nabla (K_w(\psi) \nabla \phi) \quad (2.107)$$

Donde c es el contenido volumétrico de agua.

c) Cálculo del cambio de volumen del suelo como consecuencia del cambio en c bajo tensión σ :

$$\Delta \epsilon_v = \left. \frac{de}{dc} \right]_{\sigma} \Delta c \quad (2.108)$$

d) Cambio en el estado tensional del suelo debido al hinchamiento:

$$\Delta \sigma_v = \frac{E'}{3(1-\nu')} \Delta \epsilon_v \quad (2.109)$$

Donde E' y ν' son los parámetros elásticos obtenidos siguiendo la trayectoria de tensiones y saturaciones establecida.

e) Resolución de las ecuaciones de Biot con una carga extendida en el suelo de $\Delta \sigma_v$. Cálculo de las tensiones, deformaciones y cambios en la presión del agua.

$$\frac{\partial \psi}{\partial x_i} + \frac{2E'}{2(1+\nu')} \nabla^2 u_i + \frac{E'(\psi)}{2(1+\nu')(1-2\nu')} \frac{\partial \epsilon_{ii}}{\partial x_i} = 0 \quad (2.110)$$

$$\frac{E'(\psi)}{3(1-\nu')} \frac{de}{dc} \frac{1+e}{1+e+c \frac{de}{dc}} \nabla \left[k_w(\psi) \nabla \left(\psi - z + \frac{\sigma}{\gamma_w} \frac{de}{d\psi} \right) \right] = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (2.111)$$

Donde u_i son los desplazamientos según el eje x_i y ϵ_{ij} las deformaciones.

f) Cálculo de los nuevos potenciales del agua en el suelo

$$\Delta \phi = \frac{\Delta \sigma}{\gamma_w} \frac{de}{d\psi} \quad (2.112)$$

El proceso se repite a partir de b).

Como en el modelo de Barden el problema está en la determinación experimental de las relaciones implícitas en el modelo. Estas relaciones son:

- a) Relación entre la permeabilidad y la succión. Como se ha dicho esta relación depende de la historia de saturación del suelo.
- b) La variación de volumen del suelo al aumentar el contenido de agua de éste $(de/dc)]_{\sigma}$ es una función que en principio depende del estado de tensiones del grado de saturación, porosidad y estructura del suelo. Lo mismo cabe decir de $(de/d\psi)$.
- c) Las constantes elásticas E' y ν' dependen tanto de la historia de tensiones como de saturación del suelo.

Por otra parte el modelo no contempla el efecto del movimiento del aire y considera válido el principio de tensiones efectivas de Terzaghi.

6.5.- MODELOS QUE EMPLEAN LA FORMULACION DE TENSIONES EFECTIVAS DE BISHOP.

Narasimhan and Witherspoon (1977) desarrollan un modelo de flujo unidimensional en un medio deformable no saturado. En dicho modelo se considera al aire estático y a presión atmosférica por lo que sólo es necesario utilizar la ecuación de continuidad del agua. Por otra parte utilizar una relación lineal entre el índice de poros y el logaritmo de σ' siendo $\sigma' = (\sigma - P_a) + \chi (P_a - P_w)$. Consideran a χ como una función unívoca de S_r . Por último relacionan el grado de saturación con la succión a través de una función $S_r (P_a - P_w)$. Por lo tanto la ecuación de la consolidación utilizando ψ como incógnita queda en la forma:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\rho_w k_w(\psi) \frac{\partial}{\partial z} (z + \psi) \right] = \frac{\rho_w}{1+e} \left[S_r \gamma_w \left(\chi + \psi \frac{d\chi}{d\psi} \right) a_v + e \frac{dS_r}{d\psi} \right] \frac{d\psi}{dt} \quad (2.113)$$

con

$$\begin{aligned} a_v &= - \frac{de}{d\sigma'} \\ \psi &= \frac{P_a - P_w}{\gamma_w} \\ \sigma' &= \sigma - P_a + \chi (P_a - P_w) \end{aligned}$$

Una vez calculados numéricamente los valores de ψ se puede encontrar el valor de las restantes variables que intervienen en el problema.

Akai et al. (1979) realizan un análisis en dos dimensiones del problema utilizando la teoría de Biot y haciendo las mismas hipótesis que Narasimhan and Witherspoon:

$$\sigma'_{ij} = \sigma'_{ij} - \chi \delta_{ij} P_w \quad (2.114)$$

Además consideran al suelo elástico y lineal:

$$\sigma'_{ij} = c_{ijkl} \cdot e \quad \epsilon_{ke} \quad (2.115)$$

Por otra parte suponen la existencia de una función $G(\psi) = n \frac{dS_r}{d\psi}$.

Las ecuaciones de equilibrio y de continuidad de flujo se reducen a:

$$\begin{aligned} \left\{ c_{ijkl} \epsilon_{ke} + \chi \delta_{ij} \psi \right\}_{,j} + \rho_s b_i &= 0 \\ \left[K(\psi) \left\{ \psi + z \right\}_{,i} \right]_{,i} - \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} - G(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} &= 0 \end{aligned} \quad (2.116)$$

Donde las comas indican derivación respecto a la coordenada indicada por la letra que las sigue. c_{ijkl} es el tensor elástico lineal, u las deformaciones, χ el parámetro de la

ecuación (2.54), ρ_s la densidad del suelo y b_i las fuerzas másicas.

Para resolver el sistema (2.116) utilizan la técnica de los elementos finitos.

Tanto el trabajo de Norosimhan como el de Akai adolecen del defecto de que no pueden ser aplicados a suelos en los cuales el grado de saturación varíe ampliamente ya que la ecuación constitutiva (2.54) no puede reflejar comportamiento del suelo bajo cambios grandes del estado de saturación del suelo. Por otra parte la existencia de $\chi^-(Sr)$ no es justificable como se ha visto en los apartados anteriores. Además al no tener en cuenta el flujo de aire no son aplicables a suelos con humedades por debajo de la humedad óptima donde el flujo de aire es predominante.

6.6.- MODELO DE FREDLUND Y HASAN.

Fredlund y Hasan (1979) siguiendo la línea establecida por Barden (1965) (flujo acoplado de aire y agua) plantean las ecuaciones de continuidad de aire y agua.

En lugar de relacionar los cambios de porosidad y grado de saturación con los cambios de succión y de una cierta tensión efectiva utilizan unas ecuaciones constitutivas establecidas por Fredlund and Morgenstern (1976) para cambios pequeños en el estado de tensiones:

$$\frac{\partial V_a}{V} = m_1^a \partial(\sigma - P_a) + m_2^a \partial(P_a - P_w) \quad (2.117)$$

$$\frac{\partial V_w}{V} = m_1^w \partial(\sigma - P_a) + m_2^w \partial(P_a - P_w) \quad (2.118)$$

m_1^a , m_2^a , m_1^w y m_2^w son constantes que en principio se derivan de datos experimentales.

Utilizando la ley de Fick, suponiendo que la difusividad D no varia al variar las presiones y sin tener en cuenta la solubilidad del aire en el agua resulta:

$$\frac{\partial V_a/V}{\partial t} = - \frac{D_a RT}{P_{ma} P_a} \frac{\partial^2 P_a}{\partial z^2} + \frac{(1-S_r)n}{P_a} \frac{\partial P_a}{\partial t} \quad (2.119)$$

De la ecuación de continuidad del agua, si se considera la permeabilidad constante resulta:

$$\frac{\partial V_w/V}{\partial t} = - \frac{K_w}{\gamma_w} \frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2} \quad (2.120)$$

Estableciendo la igualdad entre (2.117) y (2.119) y entre (2.118) y (2.120) y después de reorganizar las ecuaciones se establece el sistema de ecuaciones:

$$\frac{\partial P_a}{\partial t} = - C_a \frac{\partial P_w}{\partial t} + c_v^a \frac{\partial^2 P_a}{\partial z^2} \quad (2.121)$$

$$\frac{\partial P_w}{\partial t} = - C_w \frac{\partial P_a}{\partial t} + c_v^w \frac{\partial^2 P_w}{\partial z^2} \quad (2.122)$$

Siendo

$$C_a = \frac{m_2^a / m_1^a}{1 - \frac{m_2^a}{m_1^a} + \frac{(1-S_r)n}{P_a m_1^a}}$$

$$C_w = \frac{1 - \frac{m_2^w}{m_1^w}}{m_2^w / m_1^w}$$

$$c_v^a = \frac{DRT}{P_{ma}} \frac{1}{\left(1 - \frac{m_2^a}{m_1^a}\right) P_a m_1^a + (1-S_r)n}$$

$$c_v^w = \frac{K_w}{\gamma_w m_2^w}$$

El presente planteamiento de indudable elegancia permite encontrar la solución del problema en términos adimensionales, sin embargo adolece de las siguientes limitaciones:

a) Las ecuaciones constitutivas (2.117) y (2.118) sólo pueden ser utilizadas para cambios muy pequeños de tensiones ya que los coeficientes "m" pueden variar dentro de amplios límites e incluso cambiar de signo si el suelo manifiesta un comportamiento conjunto de colapso e hinchamiento.

Como se ha dicho en el apartado anterior el considerar - "superficies" de estado planas es equivalente a usar la ley de tensiones efectivas de Bishop con λ constante.

- b) La permeabilidad del agua y la difusividad del aire varían dentro de amplios límites al cambiar el grado de saturación del suelo tal como pone de manifiesto el análisis de Barden.
- c) En las expresiones de c_v^a y C_a se considera al grado de saturación constante, lo cual no puede ser aceptado cuando los incrementos de carga son grandes.
- d) El modelo no puede reproducir los cambios en las presiones de aire y agua motivadas por cambios de la succión en los contornos del dominio que representa al suelo.

7.- VALORACION DEL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.

Aunque a nivel global el comportamiento del suelo no saturado sea uno de las parcelas peor conocidas de la Mecánica del Suelo hay ciertos aspectos que parecen generalmente aceptados, mientras en otros, en el estado actual del conocimiento, no se ha llegado a establecer modelos de comportamiento que puedan considerarse definitivos.

A nivel microestructural parecen bien establecidos los mecanismos físico-químicos que regulan las fuerzas de atracción y repulsión de las partículas del suelo, sin embargo salvo para casos muy idealizados de poco interés práctico, el paso del nivel de comportamiento microscópico al macroscópico sigue - siendo uno de los objetivos a cubrir hasta el momento.

Por otra parte parecen bien establecidos los mecanismos que regulan el flujo de las dos fases que llenan los poros del suelo parcialmente saturado. Este aspecto del comportamiento del suelo no saturado ha sido estudiado tradicionalmente por los científicos agrónomos, por otra parte el gran auge experimentado en los estudios de las técnicas de prospección de - petróleo y gas natural ha hecho que se establezcan modelos teóricos y se hayan desarrollado técnicas experimentales de gran rigor.

Si bien puedan quedar algunos aspectos por completar se puede afirmar que el tema del flujo en condiciones isotérmicas en un medio poroso indeformable y no saturado está así al - mismo nivel de conocimiento que el flujo en un medio saturado, a pesar de la diferencia que pueda existir en la complejidad del

análisis de ambos flujos.

En cuanto al comportamiento deformacional del suelo - parece claramente establecido que no es posible relacionar este comportamiento con cambios en una determinada "tensión efectiva".

Después de los trabajos de Matyas and Radhakrishna(1968), Barden et al. (1969), Fredlund and Morgenstern (1977) se puede admitir la posibilidad de referir los cambios de volumen y saturación del suelo a cambios de succión y del estado de tensiones referidas a la presión del aire. Matyas y Radhakrishna introducen el concepto de superficie de estado referido al suelo no saturado para reflejar las relaciones entre el estado tensional y de deformación o saturación. La unicidad de estas superficies para un mismo suelo y partiendo de las mismas condiciones iniciales parece probada únicamente bajo condiciones estrictas de cambios monótonos en el estado de saturación y deformación.

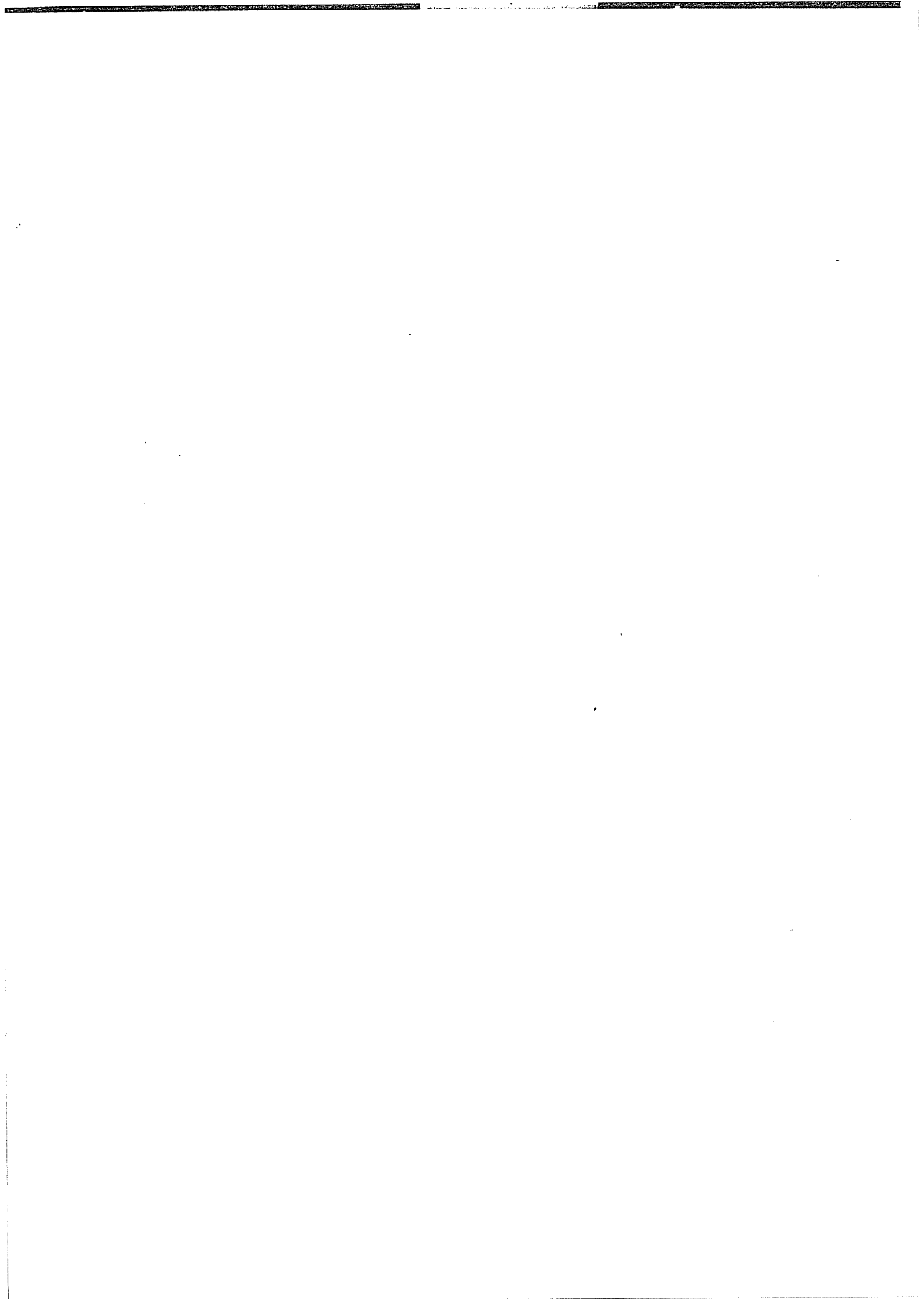
Sin embargo las ecuaciones constitutivas que se han propuesto hasta el momento para modelar estas superficies no han ofrecido pruebas de ser satisfactorias. En el estado actual del conocimiento el único medio para establecer la forma de esas superficies es la realización de numerosos ensayos de laboratorio. La dificultad de estos ensayos y el número de ensayos que son necesarios para definir estas superficies hace que no sean generalmente utilizadas. Encontrar unas ecuaciones constitutivas adecuadas reduciría el número de ensayos necesarios para establecer las superficies y facilitaría la realización de modelos útiles desde el punto de vista práctico.

Estas ecuaciones constitutivas podrían ser establecidas si se encontrase el eslabón que uniera de una manera efectiva los modelos microscópicos con el comportamiento macroscópico del suelo, o bien de una manera empírica encontrando una expresión analítica que se ajustara suficientemente bien al comportamiento del suelo.

El estudio de la deformación del suelo en condiciones no drenadas, partiendo de modelos establecidos a partir de la compresibilidad de la mezcla aire-agua, sólo es válido para grados de saturación lo suficientemente altos como para que la deformabilidad del esqueleto sólido no esté influenciada por la acción de las fuerzas capilares. En estas últimas condiciones es necesario un estudio conjunto del sistema trifásico. El modelo propuesto por Fredlund se orienta en este sentido pero las limitaciones impuestas al utilizar superficies de estado lineales hacen que el modelo resulte incompleto.

En cuanto al problema de la deformación del suelo asociada a flujo de aire o agua cabe decir que los modelos de suelo con fluido equivalente compresible sólo son válidos para grados de saturación muy altos. Para suelos extremadamente secos parece válido el análisis de Barden. Sin embargo para una saturación intermedia entre estos dos extremos no existe un modelo adecuado ya que los existentes utilizan leyes de tensiones efectivas que no pueden reflejar el comportamiento general del suelo, o bien no tienen en cuenta la profunda no linealidad del problema, aspecto, que es de capital importancia tener en cuenta para su solución.

Por último hay que mencionar que sería de gran interés elaborar modelos para el estudio de las deformaciones debidas a fluencia del suelo ya que las deformaciones debidas a flujo, en los suelos con humedad por debajo de la humedad óptima de compactación, se desarrollan a una velocidad mucho más rápida que en los suelos saturados y gran parte de las deformaciones diferidas del suelo se deben a fluencia.



CAPITULO III

MODELO MATEMATICO DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN CONDICIONES DRENADAS.

- 1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.
- 2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DE MASAS.
 - 2.1.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AIRE.
 - 2.2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AGUA.
- 3.- ECUACION DEL MOVIMIENTO DE LAS FASES.
 - 3.1.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL AGUA EN FORMA LIQUIDA.
 - 3.2.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL VAPOR DE AGUA.
 - 3.3.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL AIRE.
 - 3.4.- ECUACIONES GENERALES DEL FLUJO EN SUELOS NO SATURADOS.
 - 3.5.- CONDICIONES DE CONTORNO E INICIALES.
 - 3.6.- APLICACION DEL METODO DE GALERKIN A LA SOLUCION DE LAS ECUACIONES DE LA CONTINUIDAD.
 - 3.7.- FORMULACION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD.
 - 3.7.1.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AIRE.
 - 3.7.2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AGUA.
 - 3.8.- DISCRETIZACION TEMPORAL.
- 4.- ANALISIS TENSO-DEFORMACIONAL ASOCIADO.
 - 4.1.- ECUACIONES DE EQUILIBRIO. CONDICIONES DE CONTORNO.
 - 4.2.- APLICACION DEL METODO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES.
 - 4.3.- DESARROLLO DE LA ECUACION DE TRABAJOS VIRTUALES.
- 5.- PROCESO DE CALCULO EN CASO TRIDIMENSIONAL.

6.- ESTADOS DE TENSION CONOCIDOS SIN HACER USO DE LAS RELACIONES TENSO-DEFORMACIONALES.

6.1.- ESTADO ISOTROPICO.

6.2.- ESTADO DE DEFORMACION LATERAL NULA.

6.3.- ECUACIONES DE CONTINUIDAD PARA EL CASO DE ESTADO TENSIONAL DEFINIDO POR DOS PARAMETROS.

6.4.- ECUACIONES DE CONTINUIDAD PARA FLUJO UNIDIRECCIONAL.

7.- PROCESO DE CALCULO EN EL CASO UNIDIMENSIONAL.

8.- RESUMEN DE LAS PRINCIPALES HIPOTESIS REALIZADAS.

8.1.- HIPOTESIS GENERALES.

8.2.- HIPOTESIS EN LA DERIVACION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD.

8.3.- HIPOTESIS EN LAS ECUACIONES DE MOVIMIENTO.

8.4.- HIPOTESIS EN LA FORMULACION DEL PROBLEMA TENSO-DEFORMACIONAL.

8.5.- HIPOTESIS EN LA FORMULACION DEL PROBLEMA UNIDIMENSIONAL.

8.6.- HIPOTESIS INTRODUCIDAS EN EL PROGRAMA DE CALCULO PARA RESOLVER EL PROBLEMA UNIDIMENSIONAL.

1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En este capítulo se formula con generalidad el problema del comportamiento deformacional del suelo no saturado en condiciones drenadas.

Las ecuaciones que rigen el problema del cambio de volumen del suelo debido al flujo de agua y de aire son por un lado las ecuaciones de continuidad de las masas de aire y de agua y por otro las ecuaciones de equilibrio.

Para resolver el problema es necesario introducir unas -- ecuaciones constitutivas que nos relacionen el estado tensional con el estado de deformaciones y otras ecuaciones que relacionen el flujo de aire y de agua con el estado de presiones. (Ecuaciones de movimiento). Este flujo puede estar motivado también por la existencia de gradientes térmicos y osmóticos en el suelo, que si bien pueden tener importancia en ciertas aplicaciones específicas, pueden ser despreciados en la mayoría de las aplicaciones prácticas. (Aitchison, 1965). (De Wet, 1965). (Raudkivi, and Van U'u, 1976).

La solución del problema dependerá pues del tipo de ecuaciones constitutivas que se elijan para la deformación del suelo y para las ecuaciones del movimiento de los fluidos.

No se ha encontrado hasta el momento ninguna expresión -- válida, en el caso más general de estado tridimensional, para la ecuación constitutiva que relaciona el estado de tensiones (que como se ha indicado en el capítulo anterior está definido por $(\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a)$ y $(P_a - P_w)$) con el estado de deformación.

El suponer una ley lineal (Fredlund et al. 1976) puede conducir a -- fuertes discrepancias con la realidad debido a la fuerte no linealidad del comportamiento del suelo no saturado constatada a través de la experimentación realizada. (No puede, por de pronto, reflejar el comportamiento de hinchamiento -colapso, típico en algunos suelos no saturados).

En el desarrollo realizado en el presente capítulo no se ha introducido ninguna ecuación constitutiva específica por lo que resulta válido para cualquier tipo de relación estado tensional-deformación.

En el caso de estado de carga sin deformación lateral el estado tensional queda definido tan solo por dos variables ($\alpha - P_a$) y ($P_a - P_w$) y es relativamente fácil encontrar experimentalmente para cada tipo de suelo sus superficies de estado correspondientes e introducirlas en forma de funciones definidas por -- una malla de puntos en el proceso de cálculo.

Las ecuaciones del movimiento del aire y del agua utilizadas suponen válida la ley de Darcy, teniendo en cuenta que la permeabilidad depende tanto de la porosidad del suelo como de su grado de saturación. En la formulación general en tres -- dimensiones se ha introducido el flujo de agua en forma de vapor aunque en posteriores desarrollos no se ha tenido en cuenta debido al escaso valor de la masa del vapor de agua en movimiento, frente a la masa de agua en estado líquido, cuando el suelo se mantiene en condiciones isoterma. (Ver apartado 3.2).

En el problema tridimensional intervienen las siguientes variables:

- Tensor de tensiones totales	σ_{ij}	(6 variables)
- Presión del agua	P_w	(1 variable)
- Presión del aire	P_a	(1 variable)
- Densidad del aire	ρ_a	(1 variable)
- Tensor de deformaciones	ξ_{ij}	(6 variables)
- Desplazamientos	u_i	(3 variables)
- Porosidad	n	(1 variable)
- Grado de saturación	S_r	(1 variable)
- Permeabilidad del suelo al agua	K_{wij}	(6 variables)
- Permeabilidad del suelo al aire	K_{aij}	(6 variables)
- Velocidad del aire	v_{ai}	(3 variables)
- Velocidad del agua	v_{wi}	(3 variables)

Si se tiene en cuenta el flujo de vapor, en condiciones isotermas intervienen además las siguientes variables:

- Velocidad del vapor de agua	v_{wi}^{vap}	(3 variables)
- Difusividad del vapor	D'_{ij}	(6 variables)
- Densidad del vapor de agua	ρ_w^{vap}	(1 variable)
- Presión del vapor de agua	P_v	(1 variable)

En total intervienen en el problema 49 variables y para su resolución se necesitarán 49 relaciones entre ellas.

Estas relaciones serán:

- Equilibrio	(3 ecuaciones)
- Continuidad del agua.	(1 ecuación)
- Continuidad del aire.	(1 ecuación)
- Relaciones estado tensional-deformación	(6 ecuaciones)
- Relación estado tensional-saturación .	(1 ecuación)
- Ec. Movimiento del agua.	(3 ecuaciones)

- Ec. Movimiento del aire (3 ecuaciones)
- Relación permeabilidad aire con grado saturación y porosidad (6 ecuaciones)
- Relación permeabilidad agua con grado de saturación y porosidad (6 ecuaciones)
- Relación tensor de deformación con desplazamientos. (Compatibilidad) . . (6 ecuaciones)
- Relación deformación-porosidad . . . (1 ecuación)
- Relación presión de aire-densidad del aire (1 ecuación)

En total se dispone de 38 ecuaciones para las 38 variables que intervienen en el problema sin tener en cuenta el flujo de vapor. Si se tiene en cuenta este último flujo se podrán utilizar además las siguientes relaciones:

- Ec. Movimiento del vapor (3 ecuaciones)
- Relación Difusividad con grado de saturación y porosidad. (6 ecuaciones)
- Relación presión del vapor-densidad del vapor de agua (1 ecuación)
- Relación presión del vapor de agua - succión (1 ecuación)

Que completan las 49 ecuaciones para el caso tridimensional -- anisótropo con flujo de vapor de agua, en condiciones isotermas.

En la figura 3.1 se recogen las distintas variables del problema y las ecuaciones que las relacionan entre sí, para el caso de no tener en cuenta el flujo de vapor.

El caso más sencillo de estado de carga sin deformación lateral con flujo unidireccional, (sin tener en cuenta el flu-

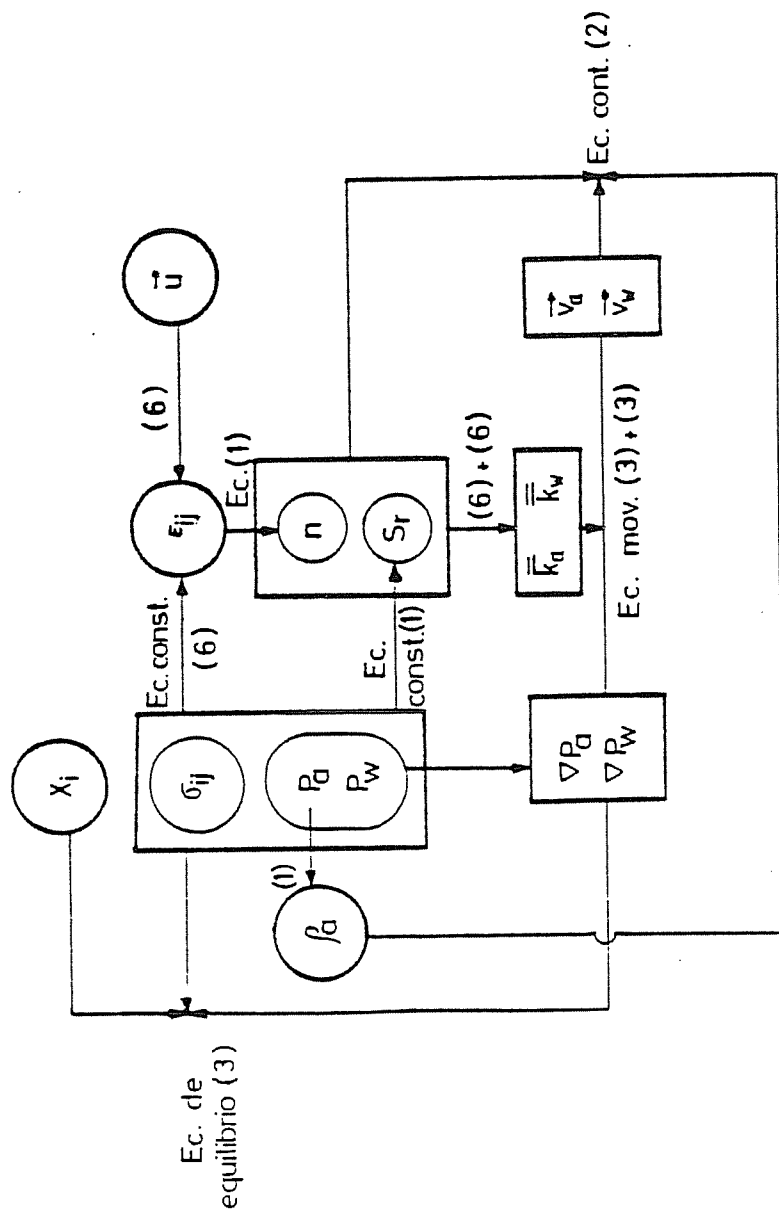


Fig 3.1 VARIABLES Y ECUACIONES QUE INTERVIENEN EN EL PROBLEMA DE DEFORMACION CON DRENAJE EN SUELOS NO SATURADOS (SIN TENER EN CUENTA EL FLUJO DE VAPOR)

jo de vapor de agua), queda definido tan sólo por las siguientes variables:

- Tensión vertical	σ
- Presión del agua	P_w
- Presión del aire	P_a
- Permeabilidad del agua	K_w
- Permeabilidad del aire	K_a
- Porosidad	n
- Grado de saturación	S_r
- Velocidad del aire	v_a
- Velocidad del agua	v_w
- Densidad del aire	ρ_a

Las ecuaciones disponibles son:

- Ec. Equilibrio
- Continuidad del agua
- Continuidad del aire
- Superficie de estado para la porosidad
- Superficie de estado para el grado de saturación
- Ec. de movimiento del agua
- Ec. de movimiento del aire
- Relación permeabilidad aire con grado de saturación y porosidad
- Relación permeabilidad del agua con grado de saturación y porosidad
- Relación densidad del aire con la presión del aire

Por lo tanto se dispone de 10 ecuaciones con 10 variables por lo que la solución del problema es viable.

En los apartados siguientes se desarrollan y enlazan entre si las relaciones mencionadas anteriormente y se establece el método de solución del problema.

2. ECUACION DE CONTINUIDAD DE MASAS

Dado que existen cambios de fase en el agua (vaporización y condensación) y que el aire puede estar en forma disuelta en el agua, la continuidad que se plantea es la de las especies.

Dicha continuidad se establece, empleando una formulación de Euler, en un volumen de suelo V fijo en el espacio (volumen de control) de forma arbitraria, delimitado por una superficie cerrada S (cuya normal es \vec{r}). La cantidad de materia que se encuentra en cada instante en este volumen de control -- cambia, pero su posición y volumen permanecen constantes.

Si no se tiene en cuenta la existencia de fuentes o sumideros en este volumen de control, el caudal másico neto de cualquiera de las dos especies (agua o aire) que entra en ese volumen (independientemente del estado en que se encuentre) será igual al aumento de masa por unidad de tiempo de la especie considerada en el interior de dicho volumen.

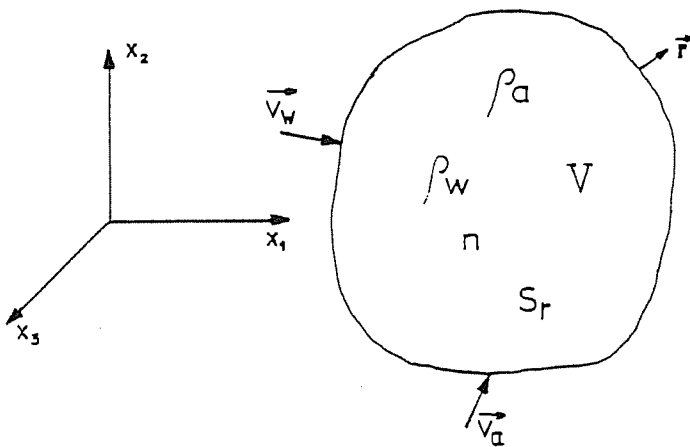


Fig. 3.2.- Volumen de control.

2.1 ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AIRE

El aire en un suelo no saturado puede encontrarse en --- forma de aire libre o bien en forma de aire disuelto en agua. Como lo que se plantea es la continuidad en la masa de aire -- sin distinguir su estado, se deberá tener en cuenta las varia- ciones de ambas formas de aire.

Si ρ_a es la densidad del aire libre en un punto del vo- lumen de control, donde el suelo tiene una porosidad n y un -- grado de saturación S_r , la masa de aire libre en el interior dicho volumen de control V será:

$$M_a^g = \int_V \rho_a n (1 - S_r) dV \quad (3.1)$$

Por otra parte la masa de aire disueltá en una unidad de volumen de agua será $H \rho_a$. Siendo H la constante de Henry y ρ_a la densidad del aire libre. Por lo tanto la masa de aire disuelto en el interior del volumen de control V será:

$$M_a^d = \int_V H \rho_a n S_r dV \quad (3.2)$$

Si caracterizamos el movimiento del agua y de aire libre por sus velocidades \vec{v}_w y \vec{v}_a (Son velocidades en el sentido de la ley Darcy, o sea caudal por unidad de superficie total de -- suelo; la velocidad real del agua sería $\vec{v}_w^* = \frac{\vec{v}_w}{n S_r}$ y la del aire libre sería $\vec{v}_a^* = \frac{\vec{v}_a}{n(1-S_r)}$), el caudal má- sico de aire libre que entrará en el volumen de control V será:

$$Q_a^g = - \int_S \rho_a \vec{v}_a \cdot \vec{r} \, dS \quad (3.3)$$

Además con el flujo de agua entrará también aire disuelto. El caudal de aire disuelto será:

$$Q_a^d = - \int_S \rho_a H \vec{v}_w \cdot \vec{r} \, dS \quad (3.4)$$

Por lo tanto la ecuación de continuidad del aire quedará establecida de la siguiente forma:

$$Q_a^g + Q_a^d = \frac{\partial}{\partial t} (M_a^g + M_a^d) \quad (3.5)$$

En virtud de (3.1), (3.2), (3.3), (3.4) y (3.5) resulta:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\int_V \rho_a n [(1-S_r) + HS_r] \, dV \right] + \int_S \rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \cdot \vec{r} \, dS = 0 \quad (3.6)$$

Aplicando el teorema de la divergencia a la segunda integral se obtiene:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\int_V \rho_a n [(1-S_r) + HS_r] \, dV \right] + \int_V \operatorname{div} \left[\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \right] \, dV = 0 \quad (3.7)$$

Dado que el volumen V es arbitrario, la expresión (3.7) impone que se cumpla:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_a n [(1 - S_r) + H S_r] \right] + \text{div} \left[\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \right] = 0 \quad (3.8)$$

La ecuación (3.8) puede tomarse como representativa de la continuidad del aire en un punto del suelo.

2.2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AGUA:

Análogamente a lo expuesto para el aire, en ausencia de sumideros se cumplirá:

$$Q_w^l + Q_w^{\text{vap}} = \frac{\partial}{\partial t} \left[M_w^l + M_w^{\text{vap}} \right] \quad (3.9)$$

Siendo Q_w^l el caudal de agua que entra en el volumen de control en forma líquida, Q_w^{vap} el caudal de agua que entra en forma de vapor en dicho volumen y M_w^l y M_w^{vap} las masas de agua contenidas en el volumen de control en forma líquida y de vapor respectivamente.

La ecuación (3.9) es válida aun considerando los cambios de fase del agua que tienen lugar en el interior del volumen de control ya que la masa de agua total (líquida + vapor) no se altera en la evaporación o condensación debido a que el aumento de masa de vapor de agua en el volumen de control debido a la evaporación será igual a la disminución de masa de agua líquida en ese volumen debido a la evaporación.

El caudal másico entrante de agua en estado líquido será:

$$Q_w^l = - \int_S \rho_w \bar{v}_w \bar{r} \, dS \quad (3.10)$$

El caudal másico de vapor de agua entrante en el volumen de control será:

$$Q_w^{\text{vap}} = - \int_S \rho_w^{\text{vap}} \bar{v}_w^{\text{vap}} \bar{r} \, dS \quad (3.11)$$

Siendo v_w^{vap} la velocidad del vapor de agua (en el sentido de la ley de Darcy).

La masa de agua líquida en el volumen de control será:

$$M_w^l = \int_V \rho_w n S_r \, dV \quad (3.12)$$

por último la masa de vapor de agua en el volumen de control será:

$$M_w^{\text{vap}} = \int_V \rho_w^{\text{vap}} n (1 - S_r) \, dV \quad (3.13)$$

Agrupando (3.9), (3.10), (3.11), (3.12) y (3.13) resulta:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V [\rho_w n S_r + \rho_w^{\text{vap}} n (1 - S_r)] \, dV + \int_S (\rho_w \bar{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \bar{v}_w^{\text{vap}}) \bar{r} \, dS = 0 \quad (3.14)$$

Aplicando el teorema de la divergencia a la segunda integral:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \left[\rho_w n S_r + \rho_w^{\text{vap}} n (1 - S_r) \right] dV + \int_V \text{div} \left(\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}} \right) dV = 0 \quad (3.15)$$

y en virtud de que V es arbitrario queda la expresión local:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_w n S_r + \rho_w^{\text{vap}} n (1 - S_r) \right] + \text{div} \left[\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}} \right] = 0 \quad (3.16)$$

que es la ecuación de continuidad del agua.

3.- ECUACION DEL MOVIMIENTO DE LAS FASES

En este apartado se estudiarán las leyes que rigen el movimiento de cada una de las fases para cada especie. Para ello se utilizarán los conceptos de permeabilidad relativa expuestos en el capítulo anterior. En cualquier caso se supondrán condiciones isotermas.

3.1.- ECUACION DE MOVIMIENTO DEL AGUA EN FORMA LIQUIDA

Aceptando la validez de la ley de Darcy y el concepto de permeabilidad relativa, la ecuación del movimiento del agua puede expresarse como:

$$\vec{v}_w = -\bar{K}_w(e, S_r) \nabla \varphi_w \quad (3.17)$$

Siendo \bar{K}_w la matriz de permeabilidades. Como se indicó en el capítulo anterior estas permeabilidades dependen de la porosidad y el grado de saturación para un mismo tipo de suelo (misma estructura y tamaño relativo de poros) si no se tienen en cuenta los efectos de histeresis provocados por la historia de saturación del suelo. La histeresis de la relación entre la permeabilidad y el contenido volumétrico de agua ($S_r.n$) es menor cualitativamente, que la de la relación entre succión y permeabilidad (Bear, 1972), por lo que en la mayor parte de los casos se considera a la relación $K_w - S_r.n$ como univoca. (Kovacs, 1981).

φ_w representa el potencial total del agua. Si no se tiene en cuenta el potencial osmótico, (hipótesis válida en gran parte de las aplicaciones ingenieriles (Aitchison et al. 1965) (Fredlund, 1979)), este potencial puede expresarse como:

$$\varphi_w = z + \frac{P_w}{\gamma_w}$$

(3.18)

3.2.- ECUACION DEL MOVIMIENTO DEL VAPOR DE AGUA.

El flujo de vapor de agua puede ser descrito de acuerdo con la ley de Fick en la forma:

$$\vec{V}_{vap} \rho_w^{vap} = - n_\alpha \bar{D}_{dv} \nabla C_{vap} \quad (3.19)$$

Siendo \bar{D}_{dv} el tensor de difusividad del vapor de agua en el suelo (m^2/seg), C_{vap} la concentración de vapor de agua (Kg/m^3), n_α un factor geométrico ($n(1-S_r)$). Teniendo en cuenta la ley de Kelvin se llega a la expresión (ver capítulo anterior):

$$\rho_w^{vap} \vec{V}_{vap} = n_\alpha D_{dv} \left(\frac{P_m}{RT} \right)^2 \frac{P_v}{g \gamma_w} \nabla (P_a - P_w) \quad (3.20)$$

de donde:

$$\vec{V}_{vap} = n_\alpha D_{dv} \frac{P_m}{RT} \frac{1}{\gamma_w} \nabla (P_a - P_w) \quad (3.21)$$

ó en forma más compacta:

$$\vec{V}_{vap} = \bar{D}' \nabla (P_a - P_w) \quad (3.22)$$

En general los valores de \bar{D}' serán función del estado de saturación del suelo, su porosidad y su temperatura. Salvo casos en que el suelo esté estremadamente seco, el valor de \bar{D}' es en general pequeño frente al valor de \bar{K}_w , que rige el movimiento del agua líquida. Como por otra parte la densidad del agua líquida es mucho mayor que la densidad del vapor de agua ($\rho_{vap} = 7.4 \cdot 10^{-4} \text{ gr/m}^3$ en condiciones normales de presión y temperatura) el flujo másico de vapor en un suelo no extremadamente seco y en condiciones isoterma será despreciable frente al movimiento de agua líquida (Bear, 1972). Por otra parte cualquier medida de la permeabilidad del agua K_w incluye el efecto del movimiento del vapor en condiciones isoterma (Aitchison et al. 1965).

3.3.- ECUACION DEL MOVIMIENTO DEL AIRE

Partiendo del concepto de permeabilidad relativa y de la ley de Darcy se puede escribir:

$$\vec{v}_a = - \bar{K}_a (e, Sr) \left[\nabla z + \frac{1}{\rho_a g} \nabla Pa \right] \quad (3.23)$$

La permeabilidad $\bar{K}_a (e, Sr)$ puede establecerse por cualquiera de las expresiones analizadas en el capítulo anterior. En este estudio se ha utilizado la derivada por Yoshimi and Osterberg (1963):

$$\bar{K}_a = b \left[e(1-Sr) \right]^a \frac{\rho_a g}{\mu_a} \quad (3.24)$$

Siendo μ_a la viscosidad dinámica del aire ($\text{N}\cdot\text{seg}/\text{m}^2$) y a y b dos constantes dependientes del tipo de suelo. Por tanto (3.23) puede escribirse como:

$$\vec{v}_a = - \frac{b \left[e(1-Sr) \right]^a}{\mu_a} \left[\nabla Pa + \rho_a g \nabla z \right] \quad (3.25)$$

3.4.- ECUACIONES GENERALES DEL FLUJO EN SUELOS NO SATURADOS.

Sustituyendo las expresiones de las ecuaciones del movimiento del agua, vapor y aire (3.17), (3.22) y (3.23) en las ecuaciones de continuidad del aire y del agua, (3.8) y (3.16) resulta:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_a n [(1-S_r) + HS_r] \right] - \text{div} \left[\rho_a \left[\bar{K}_a \left(\nabla z + \frac{1}{\beta_a g} \nabla P_a \right) + H \bar{K}_w \nabla \left(z + \frac{P_w}{\gamma_w} \right) \right] \right] = 0 \quad (3.26) \\ \frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_w n S_r + \rho_w^{\text{vap}} n (1-S_r) \right] - \text{div} \left[\rho_w \bar{K}_w \nabla \left(z + \frac{P_w}{\gamma_w} \right) + \rho_w^{\text{vap}} \bar{D}' \nabla (P_a - P_w) \right] = 0 \quad (3.27) \end{array} \right.$$

Estas ecuaciones son resolubles en términos de P_a y P_w si se conocen las relaciones siguientes:

$$\rho_a = f_1(P_a) \quad (3.28)$$

$$\rho_w^{\text{vap}} = f_2(P_a, P_w) \quad (3.29)$$

$$\bar{K}_a = f_3(n, S_r) \quad (3.30)$$

$$\bar{K}_w = f_4(n, S_r) \quad (3.31)$$

$$n = f_5(\sigma - P_a, P_a - P_w, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3, n_0, S_{r0}) \quad (3.32)$$

$$S_r = f_6(\sigma - P_a, P_a - P_w, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3, n_0, S_{r0}) \quad (3.33)$$

$$\bar{D}' = f_7(n, S_r) \quad (3.34)$$

$$\sigma = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

Así como el estado tensional ($\sigma, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3$) en cada punto del volumen V.

Si se supone que el aire y el vapor de agua se comportan como gases perfectos tendremos:

$$\rho_a = \beta P_a \quad (3.35)$$

$$\rho_w^{vap} = \beta^{vap} P_v = \beta^{vap} P_{v_0} e^{-\frac{(P_a - P_w) P_m}{g RT \rho_w}} \quad (3.36)$$

Por otra parte las permeabilidades del aire y del agua -- pueden expresarse como: (Ver capítulo anterior)

$$K_a = \frac{\bar{\kappa}(e(1-S))\beta P_a g}{\mu_a} \quad (3.37)$$

$$K_w = K_w(S) K_w(e) \quad (3.38)$$

En cuanto a las relaciones f_5 y f_6 corresponden a --- ecuaciones constitutivas del suelo para las cuales en principio no se han desarrollado modelos pero que pueden ser conocidas en casos particulares por los medios experimentales adecuados.

3.5.- CONDICIONES DE CONTORNO E INICIALES.

Las condiciones que se imponen usualmente en el contorno S que delimita la región V donde se produce el flujo de agua -- son las derivadas de conocer su potencial (conocer su presión) o bien conocer su flujo másico (su velocidad). En el caso más general pueden coexistir ambos casos:

- Fijación de presión del agua $P_w(\bar{x}, t) = f_{pw}(\bar{x}, t)$ en S_1 (3.39)

- Fijación del flujo del agua $\vec{r}(\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{vap} \vec{v}_w^{vap}) = \lambda(\bar{x}, t)$ en S_2 (3.40)

Siendo f_{pw} y λ funciones conocidas, \vec{r} el vector unitario

normal a la superficie. Se deberá cumplir que $S_1 \cup S_2 = S$ y $S_1 \cap S_2 = \emptyset$.

En cuanto al aire las condiciones de contorno serán análogas:

- Fijación de presión del aire:

$$P_a(\bar{x}, t) = f_{p_a}(\bar{x}, t) \text{ en } S_1 \quad (3.41)$$

- Fijación del flujo másico del aire:

$$\vec{r} \rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) = \pi(\bar{x}, t) \text{ en } S_2 \quad (3.42)$$

S'_1 y S'_2 cumplirán que $S'_1 \cap S'_2 = \emptyset$ y $S'_1 \cup S'_2 = S$ aunque pueden ser distintos de S_1 y S_2 . Por otra parte S_1, S_2, S'_1 y S'_2 pueden cambiar con el tiempo.

Combinando las cuatro condiciones precedentes pueden establecerse las condiciones de borde más usuales:

a) Borde impermeable:

$$\lambda(\bar{x}, t) = \pi(\bar{x}, t) = 0 \quad (3.43)$$

b) Borde libre con succión controlada $S(\bar{x}, t)$:

$$f_{p_a}(\bar{x}, t) = P_{atm} \quad (3.44)$$

$$f_{p_w}(\bar{x}, t) = P_{atm} - S(\bar{x}, t) \quad (3.45)$$

c) Borde libre con evaporación o infiltración fijada $e(\bar{x}, t)$:

$$f_{p_a}(\bar{x}, t) = P_{atm} \quad (3.46)$$

$$\lambda(\bar{x}, t) = e(\bar{x}, t) \quad (3.47)$$

Las condiciones iniciales del problema vendrán fijadas -- por el valor de la presión del agua y del aire en el instante inicial del proceso. En caso de aplicación instantanea de una carga las condiciones iniciales vendrán dadas por el valor de la presión del aire y agua originadas por la aplicación de dicha carga en condiciones no drenadas.

3.6.- APLICACION DEL METODO DE GALERKIN A LA SOLUCION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD .

Para resolver el sistema de ecuaciones diferenciales planteado en el apartado 3.4 con las condiciones de contorno de 3.5 se realiza una discretización del tipo:

$$\hat{P}_w(\bar{x}, t) = \sum_i N_i(\bar{x}) P_{wi}(t) \quad (3.48)$$

$$\hat{P}_a(\bar{x}, t) = \sum_i N_i(\bar{x}) P_{ai}(t) \quad (3.49)$$

Siendo \hat{P}_w y \hat{P}_a el valor de las aproximaciones encontradas para las presiones de agua y aire, $N_i(\bar{x})$ unas funciones de interpolación que cumplen $(N_i(\bar{x}_j) = \delta_{ij})$ y $P_{wi}(t)$ y $P_{ai}(t)$ los valores de las presiones de agua y aire en el punto \bar{x}_i .

$$P_{wi}(t) = P_w(\bar{x}_i, t) \quad (3.50)$$

$$P_{ai}(t) = P_a(\bar{x}_i, t) \quad (3.51)$$

Las aproximaciones $\hat{P}_w(\bar{x}, t)$ y $\hat{P}_a(\bar{x}, t)$ estan definidas una vez conocido el valor de $P_{wi}(t)$ y $P_{ai}(t)$. Estos últimos valores pueden encontrarse utilizando un método de residuos ponderados (Zienkiewicz, 1977). Estos métodos consisten en imponer que los residuos que se obtienen al sustituir en las ecuaciones diferenciales del flujo y en las condiciones de contorno el valor de

las presiones de aire y agua por sus aproximaciones (3.48) y (3.49), ponderados mediante unas funciones de peso e integrados a lo largo del volumen V y del contorno S resulten ser nulos.

El método de Galerkin es un método de residuos ponderados que se caracteriza porque las funciones ponderales coinciden -- con las funciones de interpolación $N_i(\bar{x})$.

La aplicación del método nos conduce a un sistema de ecuaciones del cual podemos encontrar los valores de las incógnitas P_{ai} y P_{wi} .

Para la solución del problema se utiliza la técnica de los elementos finitos (Zienkiewicz, 1977). Se realiza una discretización parcial consistente en discretizar mediante una malla de elementos finitos el dominio V y discretizar el dominio temporal mediante la técnica de diferencias finitas.

Utilizando el método de Galerkin (Zienkiewicz, 1977) para la continuidad del aire se obtienen las ecuaciones:

$$\int_V \frac{\lambda}{\delta t} [\rho_a n (1 - S_r + H S_r)] N_i dV + \int_V \text{div} [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w)] N_i -$$

$$- \int_{S_1} (P_a - P_{Pa}) N_i dS_1 - \int_{S_2} [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \vec{r} - \pi] N_i dS_2 = 0$$
(3.52)

Obligando a que $P_a(\bar{x})$ sea tal que se cumpla las condiciones de contorno (3.39) se hace nula la tercera integral. Si se aplica la identidad:

$$N_i \operatorname{div} (\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w)) = \operatorname{div} [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) N_i] - \rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \nabla N_i \quad (3.53)$$

resulta:

$$\begin{aligned} & \int_V \frac{\partial}{\partial t} [\rho_a n (1 - S_r + H S_r)] N_i dV + \int_V \operatorname{div} [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) N_i] dV - \\ & - \int_V [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \nabla N_i] dV - \int_{S'_2} [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \vec{r} - \pi] N_i dS'_2 = 0 \end{aligned} \quad (3.54)$$

Aplicando el teorema de la divergencia a la segunda integral e imponiendo que $N_i(\bar{x}) = 0$ en S'_1 (donde se ha impuesto -- que se cumpla $P_a = f_{Pa}$) resulta:

$$\int_V \frac{\partial}{\partial t} [\rho_a n (1 - S_r + H S_r)] N_i dV - \int_V [\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w) \nabla N_i] dV + \int_{S'_2} \pi N_i dS'_2 = 0 \quad (3.55)$$

Análogamente para la ecuación de continuidad del agua:

$$\begin{aligned} & \int_V \frac{\partial}{\partial t} [\rho_w n S_r + \rho_w^{\text{vap}} n (1 - S_r)] N_i dV + \int_V \operatorname{div} [\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}}] N_i dV - \\ & - \int_{S_1} (P_w - f_{Pw}) N_i dS_1 - \int_{S_2} [\vec{r} (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}}) - \lambda] N_i dS_2 = 0 \end{aligned} \quad (3.56)$$

Haciendo que $P_w = f_{pw}$ en S_1 y teniendo en cuenta que

$$N_i \operatorname{div} (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}}) = \operatorname{div} [N_i (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}})] - [\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{\text{vap}} \vec{v}_w^{\text{vap}}] \nabla N_i \quad (3.57)$$

resulta:

$$\int_V \frac{\partial}{\partial t} [\rho_w n S_r + \rho_w^{vap} n (1-S_r)] N_i dV + \int_V \text{div} [N_i (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{vap} \vec{v}_w^{vap})] dV -$$

$$- \int_V (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{vap} \vec{v}_w^{vap}) \nabla N_i dV - \int_{S_2} [\bar{r} (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{vap} \vec{v}_w^{vap}) - \lambda] N_i dS_2 = 0 \quad (3.58)$$

Aplicando el teorema de la divergencia a la segunda integral y haciendo $N_i(\bar{x}) = 0$ en S_1 resulta:

$$\int_V \frac{\partial}{\partial t} [\rho_w n S_r + \rho_w^{vap} n (1-S_r)] N_i dV - \int_V (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{vap} \vec{v}_w^{vap}) \nabla N_i dV + \int_{S_2} \lambda N_i dS_2 = 0 \quad (3.59)$$

Estas ecuaciones (3.58) y (3.59) constituyen la base de la resolución del problema empleando la técnica de elementos -- finitos.

Como puede observarse comparando estas ecuaciones con las (3.26) y (3.27) la aplicación del método de Galerkin y del teorema de la divergencia han convertido el problema local de las ecuaciones diferenciales en un problema integral donde puede -- aplicarse el método de los elementos finitos. Por otra parte se ha reducido el orden de las derivadas de las funciones incognitas (P_a, P_w) de dos en las ecuaciones (3.58) y (3.59) a uno en las ecuaciones (3.58), (3.59). Esto permite reducir el orden -- necesario en las funciones de aproximación para las presiones a uno.

3.7.- FORMULACION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD

3.71.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AIRE.

Para explicitar las ecuaciones (3.55) y (3.59) en función de las incógnitas $P_{ai}(t)$ y $P_{wi}(t)$ se hará uso de las expresiones (3.28-3.34).

El primer término de la ecuación (3.55) puede escribirse como:

$$I_{4i}^a = \int_V \left[\frac{\partial}{\partial t} [\beta_a n (1 - S_r + H S_r)] \right] N_i dV =$$

$$= \int_V N_i \left[\beta n (1 - S_r + H S_r) \frac{\partial P_a}{\partial t} + \beta P_a (1 - S_r + H S_r) \frac{\partial n}{\partial t} + \beta P_a n (H - 1) \frac{\partial S_r}{\partial t} \right] dV \quad (3.60)$$

Siendo:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} \frac{\partial(\sigma - P_a)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} \frac{\partial(P_a - P_w)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)}{\partial t} \quad (3.61)$$

$$\frac{\partial S_r}{\partial t} = \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - P_a)} \frac{\partial(\sigma - P_a)}{\partial t} + \frac{\partial S_r}{\partial(P_a - P_w)} \frac{\partial(P_a - P_w)}{\partial t} + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)}{\partial t} \quad (3.62)$$

$$\sigma = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

agrupando términos:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} + \frac{\partial P_a}{\partial t} \left[\frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} \right] - \frac{\partial P_w}{\partial t} \frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)}{\partial t} \quad (3.63)$$

y para $\partial S_r / \partial t$ se tendrá una expresión análoga, que introducida en (3.60) resulta:

$$\begin{aligned}
I_{4i}^a = & \int_V P_a N_i \beta \left\{ (1-S_r + H S_r) \left[\frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{\partial n}{\partial(\sigma-P_a)} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma-\sigma_3)} \frac{\partial(\sigma-\sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_2-\sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2-\sigma_3)}{\partial t} \right] + \right. \\
& \left. + (n(H-1)) \left[\frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-P_a)} + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-\sigma_3)} \frac{\partial(\sigma-\sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma_2-\sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2-\sigma_3)}{\partial t} \right] \right\} dV + \\
& + \int_V \frac{\partial P_a}{\partial t} N_i \beta \left\{ (1-S_r + H S_r) \left[n + P_a \left(\frac{\partial n}{\partial(P_a-P_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma-P_a)} \right) \right] + n(H-1) P_a \left[\frac{\partial S_r}{\partial(P_a-P_w)} - \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-P_a)} \right] \right\} dV \\
& + \int_V \frac{\partial P_w}{\partial t} N_i \beta \left\{ P_a (1-S_r + H S_r) \left(- \frac{\partial n}{\partial(P_a-P_w)} \right) + P_a n(H-1) \left(- \frac{\partial S_r}{\partial(P_a-P_w)} \right) \right\} dV \quad (3.64)
\end{aligned}$$

0 en forma compacta:

$$I_{4i}^a = \int_V P_a N_i A_{11}^a dV + \int_V \frac{\partial P_a}{\partial t} N_i A_{12}^a dV + \int_V \frac{\partial P_w}{\partial t} N_i A_{13}^a dV \quad (3.65)$$

donde A_{11}^a , A_{12}^a , A_{13}^a son funciones de la presión del aire, presión del agua y del estado tensional del suelo, fácilmente identificables en (3.64).

Introduciendo las funciones de aproximación expuestas en (3.48) y (3.49) y suponiendo conocidas las funciones A^a resulta:

$$I_{4i}^a = \int_V N_i A_{11}^a \left(\sum_j N_j P_{aj} \right) dV + \int_V N_i A_{12}^a \frac{\partial}{\partial t} \left(\sum_j N_j P_{aj} \right) dV + \int_V N_j A_{13}^a \frac{\partial}{\partial t} \left(\sum_j N_j P_{wj} \right) dV \quad (3.66)$$

como P_{aj} , P_{wj} son funciones solo del tiempo:

$$I_{4i}^a = \sum_j P_{aj} \int_V A_{11}^a N_i N_j dV + \sum_j \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} \int_V A_{12}^a N_i N_j dV + \sum_j \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} \int_V A_{13}^a N_i N_j dV \quad (3.67)$$

o en forma más compacta:

$$I_{1i}^a = \sum_j P_{aj} B_{1ij}^{aa} + \sum_j \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} C_{1ij}^{aa} + \sum_j \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} C_{1ij}^{aw} \quad (3.68)$$

donde B_{1ij}^{aa} , C_{1ij}^{aa} , C_{1ij}^{aw} son fácilmente identificables en (3.67)

Para el segundo término de (3.55) se obtiene:

$$I_{2i}^a = \int_V -(\rho_a (\bar{v}_a + H\bar{v}_w) \nabla N_i) dV = \int_V +[\rho_a (\nabla N_i \bar{K}_a \nabla \varphi_a + H \nabla N_i \bar{K}_w \nabla \varphi_w)] dV \quad (3.69)$$

Suponiendo que las direcciones principales de los tensores de permeabilidad coinciden con las direcciones de los ejes de --- coordenadas:

$$I_{2i}^a = \int_V \rho_a \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial x} \left(K_{ax} \frac{1}{g\rho_a} \frac{\partial P_a}{\partial x} + K_{wx} \frac{H}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial N_i}{\partial y} \left(K_{ay} \frac{1}{g\rho_a} \frac{\partial P_a}{\partial y} + K_{wy} \frac{H}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial N_i}{\partial z} \left(K_{az} \left(1 + \frac{1}{g\rho_a} \frac{\partial P_a}{\partial z} \right) + HK_{wz} \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \right) \right\} dV \quad (3.70)$$

Agrupando términos:

$$I_{2i}^a = \int_V \left\{ \frac{\partial P_a}{\partial x} \frac{K_{ax}}{g} \frac{\partial N_i}{\partial x} + \frac{\partial P_a}{\partial y} \frac{K_{ay}}{g} \frac{\partial N_i}{\partial y} + \frac{\partial P_a}{\partial z} \frac{K_{az}}{g} \frac{\partial N_i}{\partial z} + \beta P_a (K_{az} + HK_{wz}) \frac{\partial N_i}{\partial z} \right\} dV + \int_V \left[\frac{\partial P_w}{\partial x} K_{wx} \frac{\partial N_i}{\partial x} + \frac{\partial P_w}{\partial y} K_{wy} \frac{\partial N_i}{\partial y} + \frac{\partial P_w}{\partial z} K_{wz} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right] \frac{H P_a}{\gamma_w} dV \quad (3.71)$$

Empleando las expresiones de las funciones de aproximación resulta:

$$\frac{\partial P_w}{\partial x} = \sum_j P_{wj} \frac{\partial N_j}{\partial x} \quad (3.72)$$

Por lo tanto:

$$I_{zi}^a = \sum_j P_{aj} \int_V \left\{ \frac{K_{ax}}{g} \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{K_{ay}}{g} \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} + \frac{K_{az}}{g} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} + \beta (K_{az} + HK_{waz}) N_j \frac{\partial N_i}{\partial z} \right\} dV +$$

$$+ \sum_j P_{wj} \int_V \frac{HP_a \beta}{\gamma_w} \left(K_{wx} \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + K_{wy} \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} + K_{wz} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right) dV \quad (3.73)$$

o de forma compacta:

$$I_{zi}^a = \sum_j P_{aj} B_{zij}^{aa} + \sum_j P_{wj} B_{zij}^{aw} \quad (3.74)$$

La tercera integral de la expresión (3.55) puede expresarse como:

$$I_{zi}^a = \int_{S'_2} \pi N_i dS'_2 = D_i^a \quad (3.75)$$

Por lo tanto la ecuación de continuidad del aire origina las ecuaciones:

$$\sum_j P_{aj} (B_{1ij}^{aa} + B_{2ij}^{aa}) + \sum_j P_{wj} B_{2ij}^{aw} + \sum_j \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} C_{1ij}^{aa} + \sum_j \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} C_{1ij}^{aw} + D_i^a = 0 \quad (3.76)$$

en forma matricial:

$$\left\{ [B^{aa}] [B^{aw}] \right\} \left\{ \begin{matrix} P_a \\ P_w \end{matrix} \right\} + \left\{ [C^{aa}] [C^{aw}] \right\} \left\{ \begin{matrix} \frac{\partial P_a}{\partial t} \\ \frac{\partial P_w}{\partial t} \end{matrix} \right\} + \left\{ D^a \right\} = 0 \quad (3.77)$$

3.7.2.- ECUACION DE CONTINUIDAD DEL AGUA

La primera integral de la ecuación de continuidad del agua (3.59) será:

$$I_{ii}^w = \int_V \frac{d}{dt} \left[\rho_w n S_r + \rho_w^{vap} n (1-S_r) \right] N_i dV =$$

$$= \int_V N_i \left\{ \frac{dn}{dt} \left[\rho_w S_r + \rho_w^{vap} (1-S_r) \right] + \frac{dS_r}{dt} n (\rho_w - \rho_w^{vap}) + n (1-S_r) \frac{d\rho_w^{vap}}{dt} \right\} dV \quad (3.78)$$

Las expresiones de $\partial n/\partial t$ y $\partial S_r/\partial t$ serán análogas a (3.61, 3.62) mientras que $\partial \rho_w^{vap}/\partial t$ en virtud de (3.36) será en condiciones isotermas:

$$\frac{\partial \rho_w^{vap}}{\partial t} = \beta^{vap} \frac{P_v P_m}{gRT \rho_w} \left[\frac{\partial P_w}{\partial t} - \frac{\partial P_a}{\partial t} \right] e^{-\frac{(P_a - P_w) P_m}{gRT \rho_w}}$$

(3.79)

Por lo tanto:

$$I_{ii}^w = \int_V \frac{\partial P_a}{\partial t} \left\{ \left(\frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} \right) \left[\rho_w S_r + \rho_w^{vap} (1-S_r) \right] + n (\rho_w - \rho_w^{vap}) \left[\frac{\partial S_r}{\partial(P_a - P_w)} - \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - P_a)} \right] - \right.$$

$$\left. - n (1-S_r) \frac{\beta^{vap} P_v P_m}{gRT \rho_w} e^{-\frac{(P_a - P_w) P_m}{gRT \rho_w}} \right\} N_i dV +$$

$$+ \int_V \frac{\partial P_w}{\partial t} \left\{ \left[\rho_w S_r + \rho_w^{vap} (1-S_r) \right] \left(-\frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} \right) - n (\rho_w - \rho_w^{vap}) \frac{\partial S_r}{\partial(P_a - P_w)} + n (1-S_r) \frac{\beta^{vap} P_v P_m}{gRT \rho_w} e^{-\frac{(P_a - P_w) P_m}{gRT \rho_w}} \right\} N_i dV$$

$$+ \int_V \left\{ \left[\rho_w S_r + \beta^{vap} P_v (1-S_r) \right] \left[\frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)}{\partial t} \right] + \right.$$

$$\left. + \left[n (\rho_w - \beta^{vap} P_v) \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - P_a)} + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial t} + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)} \frac{\partial(\sigma_2 - \sigma_3)}{\partial t} \right) \right] N_i dV +$$

$$\begin{aligned}
& + \int_V P_a \left\{ - \frac{\beta^{vap} P_v P_m}{\beta RT P_w} \left[(1-S_r) \left[\frac{\delta r}{\delta t} \frac{\delta n}{\delta(r-P_a)} + \frac{\delta n}{\delta(r-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_1-\sigma_2)}{\delta t} + \frac{\delta n}{\delta(\sigma_2-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_2-\sigma_3)}{\delta t} \right] - \right. \\
& \quad \left. - n \left[\frac{\delta r}{\delta t} \frac{\delta S_r}{\delta(r-P_a)} + \frac{\delta S_r}{\delta(r-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_1-\sigma_3)}{\delta t} + \frac{\delta n}{\delta(\sigma_2-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_2-\sigma_3)}{\delta t} \right] \right\} N_i dV + \\
& + \int_V P_w \left\{ \frac{\beta^{vap} P_v P_m}{\beta RT P_w} \left[(1-S_r) \left[\frac{\delta r}{\delta t} \frac{\delta n}{\delta(r-P_a)} + \frac{\delta n}{\delta(r-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_1-\sigma_2)}{\delta t} + \frac{\delta n}{\delta(\sigma_2-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_2-\sigma_3)}{\delta t} \right] - \right. \\
& \quad \left. - n \left[\frac{\delta r}{\delta t} \frac{\delta S_r}{\delta(r-P_a)} + \frac{\delta S_r}{\delta(r-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_1-\sigma_3)}{\delta t} + \frac{\delta S_r}{\delta(\sigma_2-\sigma_3)} \frac{\delta(\sigma_2-\sigma_3)}{\delta t} \right] \right\} N_i dV \quad (3.80)
\end{aligned}$$

En forma más compacta:

$$I_{1i}^w = \int_V P_a N_i A_{11}^w dV + \int_V P_w N_i A_{12}^w dV + \int_V \frac{\partial P_a}{\partial t} N_i A_{13}^w dV + \int_V \frac{\partial P_w}{\partial t} N_i A_{14}^w dV + \int_V N_i A_{15}^w dV \quad (3.81)$$

Haciendo uso de la expresión de las aproximaciones (3.48 y 3.49):

$$\begin{aligned}
I_{1i}^w & = \sum_j P_{aj} \int_V N_i N_j A_{11}^w dV + \sum_j P_{wj} \int_V N_i N_j A_{12}^w dV + \sum_j \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} \int_V N_i N_j A_{13}^w dV + \\
& \quad + \sum_j \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} \int_V N_i N_j A_{14}^w dV + \int_V N_i A_{15}^w dV \quad (3.82)
\end{aligned}$$

6

$$I_{1i}^w = \sum_j P_{aj} B_{1ij}^{wa} + \sum_j P_{wj} B_{1ij}^{ww} + \sum_j \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} C_{1ij}^{wa} + \sum_j \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} C_{1ij}^{ww} + D_{1i}^w \quad (3.83)$$

La segunda integral de la ecuación de continuidad del -- agua (3.59) puede desarrollarse como:

$$I_{2i}^w = - \int_V (\rho_w \vec{v}_w + \rho_w^{vap} \vec{v}_w^{vap}) \nabla N_i dV = \int_V (\rho_w \nabla N_i \bar{K}_w \nabla \varphi_w + \rho_w^{vap} \nabla N_i \bar{D}' \nabla (P_a - P_w)) dV \quad (3.84)$$

Si las direcciones principales de los tensores de permeabilidad del agua y de difusividad del vapor coinciden con las direcciones de los ejes de coordenadas se obtendrá:

$$I_{zi}^w = \int_V \left\{ \rho_w \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{k_{wx}}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{k_{wy}}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{k_{wz}}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial z} + \frac{\partial N_i}{\partial z} k_{wz} \right] + \rho_w^{vap} \left[\frac{\partial N_i}{\partial x} D'_x \left(\frac{\partial P_a}{\partial x} - \frac{\partial P_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial N_i}{\partial y} D'_y \left(\frac{\partial P_a}{\partial y} - \frac{\partial P_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial N_i}{\partial z} D'_z \left(\frac{\partial P_a}{\partial z} - \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \right] \right\} dV \quad (3.85)$$

Agrupando términos:

$$I_{zi}^w = \int_V \left[\frac{\partial P_a}{\partial x} D'_x \frac{\partial N_i}{\partial x} + \frac{\partial P_a}{\partial y} D'_y \frac{\partial N_i}{\partial y} + \frac{\partial P_a}{\partial z} D'_z \frac{\partial N_i}{\partial z} \right] \rho_w^{vap} dV + \int_V \left[\frac{\partial P_w}{\partial x} \left(\frac{k_{wx}}{\gamma} - D'_x \rho_w^{vap} \right) \frac{\partial N_i}{\partial x} + \frac{\partial P_w}{\partial y} \left(\frac{k_{wy}}{\gamma} - D'_y \rho_w^{vap} \right) \frac{\partial N_i}{\partial y} + \frac{\partial P_w}{\partial z} \left(\frac{k_{wz}}{\gamma} - D'_z \rho_w^{vap} \right) \frac{\partial N_i}{\partial z} + \rho_w k_{wz} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right] dV \quad (3.86)$$

Empleando la expresión (3.72), (3.48) y (3.49) :

$$I_{zi}^w = \sum_j P_{aj} \int_V \left[D'_x \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + D'_y \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} + D'_z \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right] \rho_w^{vap} dV + \sum_j P_{wj} \int_V \left\{ \left[\frac{k_{wx}}{\gamma} - D'_x \rho_w^{vap} \right] \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \left[\frac{k_{wy}}{\gamma} - D'_y \rho_w^{vap} \right] \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} + \left[\frac{k_{wz}}{\gamma} - D'_z \rho_w^{vap} \right] \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right\} dV + \int_V \rho_w k_{wz} \frac{\partial N_i}{\partial z} dV \quad (3.87)$$

en forma compacta:

$$I_{2i}^w = \sum_j P_{aj} B_{2ij}^{wa} + \sum_j P_{wj} B_{2ij}^{ww} + D_{2i}^w \quad (3.88)$$

Por último la tercera integral en (3.59) puede expresarse como:

$$I_{3i}^w = \int_{S_2} \lambda N_i dS_2 = D_{3i}^w \quad (3.89)$$

La aplicación del método de Galerkin a la ecuación de -- continuidad del agua ha originado por tanto el conjunto de ecuaciones:

$$\begin{aligned} & \sum_j P_{aj} (B_{4ij}^{wa} + B_{2ij}^{wa}) + \sum_j P_{wj} (B_{4ij}^{ww} + B_{2ij}^{ww}) + \sum_j \frac{\delta P_{wj}}{\delta t} C_{4ij}^{wa} + \\ & + \sum_j \frac{\delta P_{wj}}{\delta t} C_{4ij}^{ww} + D_{4i}^w + D_{2i}^w + D_{3i}^w = 0 \end{aligned} \quad (3.90)$$

en forma matricial queda:

$$\left\{ \begin{bmatrix} B^{wa} \\ B^{ww} \end{bmatrix} \right\} \left\{ \begin{Bmatrix} P_a \\ P_w \end{Bmatrix} \right\} + \left\{ \begin{bmatrix} C^{wa} \\ C^{ww} \end{bmatrix} \right\} \left\{ \begin{Bmatrix} \delta P_a / \delta t \\ \delta P_w / \delta t \end{Bmatrix} \right\} + \left\{ D^w \right\} = 0 \quad (3.91)$$

Del acoplamiento de las ecuaciones (3.77) y (3.91) resulta el sistema:

$$\begin{bmatrix} B^{aa} & B^{aw} \\ B^{wa} & B^{ww} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_a \\ P_w \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C^{aa} & C^{aw} \\ C^{wa} & C^{ww} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta P_a / \delta t \\ \delta P_w / \delta t \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} D^a \\ D^w \end{Bmatrix} = 0$$

ó

$$[K] \{P\} + [T] \{dP/\delta t\} + \{R\} = 0 \quad (3.92)$$

3.8.- DISCRETIZACION TEMPORAL.

Para la resolución de la ecuación (3.92) se puede usar cualquier método numérico para resolver ecuaciones diferenciales lineales de primer orden.

Dado el volumen de cálculo que lleva consigo el establecimiento de las matrices $[K]$ y $[T]$ para cada instante de tiempo se ha utilizado una técnica numérica que minimiza el número de cálculos y proporciona una aproximación relativamente buena.

En este caso se ha utilizado el método de diferencias finitas, usando una discretización de primer orden para las derivadas temporales en el punto medio del intervalo $[t, t+\Delta t]$. La aproximación que se usa para dichas derivadas es la siguiente:

$$\left\{ \frac{\partial P}{\partial t} \right\} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \frac{\{P\}(t + \Delta t) - \{P\}(t)}{\Delta t} \quad (3.93)$$

El error producido en esta aproximación es del orden de Δt^2 .
(El error aumenta con el cuadrado del incremento de tiempo).

Por otra parte:

$$\{P\} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \{P\}(t) + \left\{ \frac{\partial P}{\partial t} \right\} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \frac{\Delta t}{2} = \frac{\{P\}(t) + \{P\}(t + \Delta t)}{2} \quad (3.94)$$

El error cometido en esta aproximación es nuevamente del orden Δt^2 .

Por lo tanto el sistema de ecuaciones (3.92) en el instante $t + \frac{\Delta t}{2}$ puede expresarse como:

$$[K]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \{P\}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} + [T]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \left\{ \frac{\partial P}{\partial t} \right\}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} + \{R\}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = 0 \quad (3.95)$$

e introduciendo las ecuaciones (3.93) y (3.94) en (3.95) resulta:

$$[K]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \left(\frac{1}{2} \{P\}_{(t)} + \frac{1}{2} \{P\}_{(t+\Delta t)} \right) + [T]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \left(\frac{1}{\Delta t} \{P\}_{(t+\Delta t)} - \frac{1}{\Delta t} \{P\}_{(t)} \right) + \{R\}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = 0 \quad (3.96)$$

Agrupando términos:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{2} [K]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} + \frac{1}{\Delta t} [T]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \right] \{P\}_{(t+\Delta t)} = \\ & = - \left[\frac{1}{2} [K]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} - \frac{1}{\Delta t} [T]_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \right] \{P\}_{(t)} - \{R\}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \end{aligned} \quad (3.97)$$

En forma más compacta:

$$[A] \{P\}_{(t+\Delta t)} = \{D\} \quad (3.98)$$

Dada la fuerte no linealidad del problema para el cálculo de K, T y R en un instante $t + \frac{\Delta t}{2}$ se hace uso del valor de las presiones de aire y agua en dicho instante, obtenidas a través de la expresión (3.94). Por tanto es necesario conocer de antemano un valor para las presiones en el instante $t + \Delta t$. Esta particularidad conduce a la resolución del problema mediante un proceso iterativo.

Este método iterativo ha sido usado con éxito por Lewis, Roberts and Zienkiewicz (1976) en problemas de análisis de consolidación no lineal en suelo saturado de características análogas al presente caso.

Por otra parte Neuman (1973) en su análisis de flujo no saturado utilizando elementos finitos también utiliza con éxito esta técnica.

Lewis, Roberts and Zienkiewicz (1976) ensayan un método alternativo propuesto por Lees. La aproximación consistía en:

$$\begin{aligned} \{P\} &= \{P_{(t+\Delta t)} + P_{(t)} + P_{(t-\Delta t)}\} / 3 \\ \frac{dP}{dt} &= (P_{(t+\Delta t)} - P_{(t-\Delta t)}) / 2\Delta t \end{aligned} \quad (3.99)$$

Esta aproximación hace necesario el empleo de incrementos de tiempo iguales, mientras que la (3.93) es válida para incrementos de tiempo variables. Sustituyendo (3.99) en (3.92) resulta:

$$[K]_{(t)} \left\{ \frac{P_{(t+\Delta t)} + P_{(t)} + P_{(t-\Delta t)}}{3} \right\} + [T]_{(t)} \left\{ \frac{P_{(t+\Delta t)} - P_{(t-\Delta t)}}{2\Delta t} \right\} + \{R\}_{(t)} = 0 \quad (3.100)$$

Que conduce a:

$$\begin{aligned} &\left[\frac{K_{(t)}}{3} + \frac{T_{(t)}}{2\Delta t} \right] \{P\}_{(t+\Delta t)} = \\ &= -\{R\}_{(t)} - \left[\frac{K_{(t)}}{3} - \frac{T_{(t)}}{2\Delta t} \right] \{P\}_{(t-\Delta t)} - \left[\frac{K_{(t)}}{3} \right] \{P\}_{(t)} \end{aligned} \quad (3.101)$$

Evidentemente el esquema explícito (3.101) no hace necesaria ninguna iteración, si bien al utilizar 3 puntos no es -- utilizable en el cálculo del instante de tiempo siguiente al estado inicial, para resolver este problema en el cálculo de la solución en ese segundo instante debe usarse un esquema implícito análogo a (3.97) en las etapas iniciales.

La solución obtenida para el proceso de consolidación en un medio saturado por los esquemas (3.101) y (3.97) son muy --

parecidos, sin embargo el esquema explícito no resultó según el parecer de Lewis, Roberts and Zienkiewicz tan satisfactorio como el iterativo ya que las oscilaciones numéricas producidas en las primeras etapas de cálculo por el efecto de cambio súbito en las presiones se amortigua relativamente bien en el esquema iterativo mientras la amortiguación es menor en el esquema explícito.

Previendo la existencia de grandes cambios en los valores de los parámetros que rigen el sistema de ecuaciones debido a su fuerte no linealidad, se ha decidido utilizar, en este caso, un esquema iterativo.

Por otra parte, en general el estado tensional en cada punto irá variando con el tiempo debido principalmente a los cambios de rigidez introducidos por el cambio en la succión del suelo. Por lo tanto en cada instante será necesario resolver el problema tenso-deformacional asociado, para lo cual es necesario conocer las presiones del aire y del agua que a su vez dependen del estado tensional. La solución conjunta del problema tenso-deformacional y de flujo acoplado presenta muchas dificultades por lo que para la solución del problema global se utiliza un esquema iterativo, al cual se puede introducir de una manera natural el esquema (3.97) tal como se expone en el apartado 5.

4.- ANALISIS TENSODEFORMACIONAL ASOCIADO

Dado que no se conocen de una forma explícita las relaciones entre la deformación del suelo y su estado tensional (representado por $\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a$ y $P_a - P_w$) se ha realizado un tratamiento general del problema, que puede particularizarse conociendo dichas relaciones.

Para ello se ha partido de las ecuaciones de equilibrio, y se ha utilizado el principio de los trabajos virtuales, válido para cualquier tipo de relación tensión - deformación.

En este análisis las incógnitas del problema son los desplazamientos en los nodos de la red de elementos finitos, pero además intervienen la presión del aire y la succión del suelo en cada punto que también son desconocidas. Por lo tanto para encontrar la solución será necesario resolver para cada instante de tiempo el problema tensodeformacional y el problema de flujo acoplado de aire y agua.

4.1.- ECUACIONES DE EQUILIBRIO, CONDICIONES DE CONTORNO.

Si consideramos una masa de suelo con un estado tensional σ_{ij} , con unas fuerzas de masa X_i (usualmente $X_x = X_y = 0$; $X_z = \gamma$ natural) en todo su volumen, las ecuaciones de equilibrio serán:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + X_x = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} + X_y = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + X_z = 0 \quad (3.102)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad , \quad \sigma_{xz} = \sigma_{zx} \quad , \quad \sigma_{yz} = \sigma_{zy}$$

En forma compacta:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + X_i = 0$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$$

donde la repetición de índices se interpreta como sumatorio respecto al índice repetido.

Por otra parte:

$$\sigma_{ij} = (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) + \delta_{ij} P_a \quad (3.103)$$

y las ecuaciones (3.102) pueden expresarse como

$$\frac{\partial (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a)}{\partial x_j} + \frac{\partial P_a}{\partial x_i} + X_i = 0 \quad (3.104)$$

Por otra parte en el contorno S_1 se tendrán unos desplazamientos prefijados \bar{u}_i y en el contorno S_2 unas tensiones relativas a la presión del aire prefijadas de valor \bar{T}_i ($T_i = (\sigma_{ij} - P_a \delta_{ij}) n_j$; siendo \bar{n} el vector unitario normal a S_2). Evidentemente S_1 y S_2 no poseen ninguna zona común y entre ambas constituyen la totalidad del contorno S , correspondiente al dominio V .

$$\begin{cases} u_i(\bar{x}, t) - \bar{u}_i(\bar{x}, t) = 0 & \text{en } S_1 \\ T_i(\bar{x}, t) - \bar{T}_i(\bar{x}, t) = 0 & \text{en } S_2 \end{cases} \quad \begin{cases} S_1 \cup S_2 = S \\ S_1 \cap S_2 = \emptyset \end{cases} \quad (3.105)$$

Las condiciones iniciales se refieren a los movimientos del suelo en el estado inicial, osea para $t = 0$. Cuando exista la aplicación de una carga rápida los movimientos iniciales serán aquellos ocasionados por la deformación del suelo en condiciones no drenadas a partir de la configuración inicial.

4.2.- APLICACION DEL METODO DE LOS TRABAJOS VIRTUALES.

Sea δu_i un sistema arbitrario de pequeños desplazamientos compatibles con las condiciones de contorno en S_1 . ($\delta u_i = 0$ en S_1). Si se multiplica el conjunto de ecuaciones (3.101), (3.102) por dicho sistema de desplazamientos virtuales, y se integran en volumen V y contorno S respectivamente, se obtiene:

$$\int_V \frac{\partial(\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a)}{\partial x_j} \delta u_i dV + \int_V \left(\frac{\partial P_a}{\partial x_i} + X_i \right) \delta u_i dV - \int_{S_2} (\tau_i - \bar{\tau}_i) \delta u_i dS = 0 \quad (3.106)$$

En este caso los desplazamientos virtuales δu_i juegan el papel de funciones ponderales de los residuos análogo al de las funciones N_i en el método de Galerkin.

La primera integral de la ecuación (3.106) puede expresarse como:

$$\int_V \frac{\partial(\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a)}{\partial x_j} \delta u_i dV = \int_V \frac{\partial}{\partial x_j} [(\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) \delta u_i] dV - \int_V (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) \frac{\partial}{\partial x_j} (\delta u_i) dV \quad (3.107)$$

teniendo en cuenta que:

$$\frac{\partial}{\partial x_j} (\delta u_i) = \delta \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \quad (3.108)$$

y aplicando el teorema de la divergencia a la primera integral del segundo miembro de (3.107) resulta:

$$\int_{S_2} n_j (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) \delta u_i dS - \int_V (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) \delta \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) dV + \int_V \left(\frac{\partial P_a}{\partial x_i} + X_i \right) \delta u_i dV - \int_{S_2} (\tau_i - \bar{\tau}_i) \delta u_i dS = 0 \quad (3.109)$$

Por otra parte en el contorno se tiene que:

$$\begin{aligned} \delta u_i &= 0 \quad \text{en } S_1 \\ (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) n_j &= T_i \end{aligned} \quad (3.110)$$

Por tanto (3.109) se puede escribir como:

$$\int_V (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) \delta \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) dV = \int_V \left(\frac{\partial P_a}{\partial x_i} + X_i \right) \delta u_i dV + \int_{S_2} \bar{T}_i \delta u_i dS \quad (3.111)$$

Esta ecuación puede considerarse como la ecuación de trabajos virtuales, el primer miembro representa el trabajo realizado por las fuerzas interiores al aplicar al sistema unos corrimientos virtuales δu_i compatibles con los enlaces, mientras el segundo miembro representa el trabajo realizado por las fuerzas exteriores. (fuerzas de masa $(X_i + \nabla P_a)$ y acciones en el contorno T_i).

4.3.- DESARROLLO DE LA ECUACION DE TRABAJOS VIRTUALES.

Si llamamos a_i^j al corrimiento en la dirección "i" correspondiente al nodo j de la red de elementos finitos, podemos realizar la aproximación siguiente:

$$\hat{u}_i = \sum_j N_j a_i^j \quad (3.112)$$

Siendo N_j las funciones de aproximación (análogas a (3.48), (3.49)), que serán tales que \hat{u}_i cumpla las condiciones de contorno en S_1).

Dado que la solución del problema tenso-deformacional son corrimientos (u_i) y que las presiones de aire y agua están relacionadas con las deformaciones (ϵ), (o sea con las derivadas de los desplazamientos), para resolver el problema de una forma consistente, si la aproximación para la solución de presiones es de grado n, la aproximación para la solución de despla-

zamientos debe ser de grado $n + 1$. Sandhu, (1981), tras comparar diversos tipos de funciones de interpolación posibles llega a la conclusión de que los elementos que usan funciones de aproximación de un orden superior para los desplazamientos que para las presiones conducen a soluciones numéricas más estables, particularmente tras la aplicación de una carga en condiciones no drenadas.

Por lo tanto si las funciones de aproximación de las presiones definidas en (3.48), (3.49) son lineales, las funciones de aproximación de los desplazamientos definidos por (3.112) deberán ser cuadráticas.

En una dimensión se pueden utilizar elementos de 3 nodos con funciones de aproximación parabólicas para las deformaciones y de 2 nodos con funciones de aproximación lineales para las presiones.

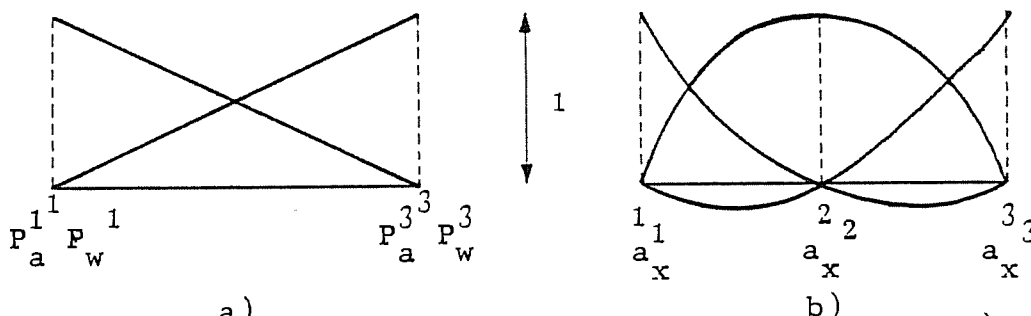


Fig. 3.3.- Funciones de aproximación para presiones a) y desplazamientos b).

En dos dimensiones pueden usarse elementos cuadrangulares con 8 nodos para los desplazamientos y cuatro nodos para las presiones.

Además:

$$\delta \hat{u}_i = \sum_j N_j \delta a_i^j \quad (3.113)$$

Por otra parte para el rango usual de pequeñas deformaciones se cumple:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.114)$$

Por lo tanto si se define:

$$\{a\}^T = \{a_x^1, a_x^2, \dots, a_x^n, a_y^1, a_y^2, \dots, a_y^n, a_z^1, a_z^2, \dots, a_z^n\} \quad (3.115)$$

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & N_2 & \dots & N_n & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & N_1 & N_2 & \dots & N_n & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & N_1 & N_2 & \dots & N_n \end{bmatrix} \quad (3.116)$$

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, 2\varepsilon_{xy}, 2\varepsilon_{xz}, 2\varepsilon_{yz}\} \quad (3.117)$$

$$\{\sigma^v\}^T = \{\sigma_{xx} - P_a, \sigma_{yy} - P_a, \sigma_{zz} - P_a, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}\} \quad (3.118)$$

$$[L] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (3.119)$$

$$\{u\}^T = \{u_x, u_y, u_z\} \quad (3.120)$$

se obtendrán las siguientes relaciones matriciales:

$$\{\varepsilon\} = [L] \{u\} \quad (3.121)$$

$$\{u\} = [N] \{a\} \quad (3.122)$$

Por otra parte la ecuación (3.111) puede expresarse como:

$$\int_V \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma^v\} dV = \int_V \{\delta u\}^T \{\nabla P_a + X\} dV + \int_{S_2} \{\delta u\}^T \{\bar{T}\} dS \quad (3.123)$$

o:

$$\int_V \{\delta a\}^T [N]^T [L]^T \{\sigma^v\} dV = \int_V \{\delta a\}^T [N]^T \{\nabla P_a + X\} dV + \int_{S_2} \{\delta a\}^T [N]^T \{\bar{T}\} dS \quad (3.124)$$

Dado que δu es arbitrario también lo será $\{\delta a\}$ y por tanto la ecuación (3.124) se traduce en el sistema:

$$\int_V [N]^T [L]^T \{\sigma^v\} dV = \int_V [N]^T \{\nabla P_a + X\} dV + \int_{S_2} [N]^T \{\bar{T}\} dS \quad (3.125)$$

Hasta el momento no se ha hecho uso de ninguna hipótesis a cerca de la relación tensión deformación en el suelo no saturado.

Dado que las matrices $[N]$ y $[L]$ son operadores lineales la expresión (3.125) puede expresarse igualmente en forma incremental:

$$\int_V [N]^T [L]^T \delta \{\sigma^v\} dV = \int_V [N]^T \delta \{\nabla P_a + X\} dV + \int_{S_2} [N]^T \delta \{\bar{T}\} dS \quad (3.126)$$

Esta expresión derivada de las condiciones de equilibrio nos relaciona los cambios en el estado tensional ($\delta \{\sigma^v\}$) con

cambios en las fuerzas por unidad de volumen o tensiones en el contorno $\delta \{X\}$, $\delta \{\bar{T}\}$ y con cambios en los gradientes de presión del aire.

Se ha llegado a la conclusión (Coleman, 1962) (Matyas and Radhakrishna, 1968) (Fredlund, 1976) de que las deformaciones del suelo son una función del estado de tensiones ($\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a$) y de la succión del suelo ($P_a - P_w$) y por tanto puede escribirse:

$$\delta \{ \epsilon \} = [G^{-1}] \delta \{ \sigma^v \} + \{ F \} \delta (P_a - P_w) \quad (3.127)$$

Donde las matrices G^{-1} y F están compuestas por coeficientes que en principio dependen tanto del estado tensional y de la historia de tensiones del suelo (cargas, descargas, etc.) como de la succión y de la historia de saturación del suelo (ciclos de secado-humedecimiento, etc.), (Coleman, 1962). La expresión (3.127) debe ser compatible con la expresión de la función f_5 en la ecuación (3.32).

Fredlund and Morgenstern, (1976), linealizan la expresión, en cuyo caso la matriz G corresponde a la matriz de deformabilidad propia de la elasticidad lineal isótropa y el vector $\{ F \}$ se reduce una constante llamada "módulo elástico con respecto a la succión" ($1/H$).

En cualquier caso se puede escribir:

$$\delta \{ \sigma^v \} = [G] (\delta \{ \epsilon \} - \{ F \} \delta (P_a - P_w)) \quad (3.128)$$

introduciendo (3.128) en (3.126) resulta:

$$\int_V [N]^T [L]^T [G] (\delta \{ \epsilon \} - \{ F \} \delta (P_a - P_w)) dV = \int_V [N]^T \delta \{ \nabla P_a + X \} dV + \int_{S_2} [N]^T \delta \{ \bar{T} \} dS \quad (3.129)$$

Sustituyendo $\delta \{ \epsilon \}$ por su valor:

$$\begin{aligned} \int_V [N]^T [L]^T [G] [L] [N] \delta \{ a \} dV &= \int_V [N]^T [L]^T [G] \{ F \} \delta (P_a - P_w) dV + \\ &+ \int_V [N]^T \delta \{ \nabla P_a + X \} dV + \int_{S_2} [N]^T \delta \{ \bar{T} \} dS \end{aligned} \quad (3.130)$$

Llamando $[B]$ a $[L] \cdot [N]$ resulta:

$$\left(\int_V [B^T][G][B] dV \right) \delta \{a\} = \int_V ([B]^T[G]\{F\} \delta (P_a - P_w) + [N]^T \delta \{ \nabla P_a + X \}) dV + \int_{S_2} [N]^T \delta \{ \bar{T} \} dS \quad (3.131)$$

en una forma más compacta:

$$[M] \delta \{a\} = \delta \{f\} \quad (3.132)$$

donde $[M]$ y $\delta \{f\}$ son fácilmente reconocibles en (3.131).

Conocidas las variaciones de los desplazamientos nodales $\delta \{a\}$ pueden conocerse las de las tensiones a través de las expresiones (3.128) y (3.121). En cada caso pueden conocerse el estado tensional y el de deformación por sucesivas acumulaciones de las variaciones de tensiones, desplazamientos y deformaciones, producidas por incrementos de "carga" $\delta \{f\}$. Hay que hacer notar que las variaciones en el estado tensional provocan a su vez variaciones en las $\delta \{f\}$, tal como se refleja en (3.131), tanto a través de cambios en $[G]$ como en el valor de las presiones de aire y agua.

Para resolver el problema numéricamente pueden utilizarse cualquiera de los métodos de cálculo usuales en elementos finitos para resolver problemas de plasticidad. (Zienkiewicz (1977)).

Siguiendo el método de la "matriz tangente" (Owen R.J. and Hinton E, (1980)), el proceso de cálculo de las variaciones en el estado de tensión y deformación del suelo, tras una variación de $\{f\}$ sería:

(1) Para el estado de tensiones inicial se calcula la matriz $[M]$

(2) Se calculan "unas fuerzas residuales" como:

$$\{\psi\} = \{f\} - \int_V [B^T] \{\sigma\}$$

(3) Se calculan los desplazamientos originados por esas "fuerzas residuales", a través del sistema

$$\{\Delta a^1\} = [M^{-1}] \{\psi\}$$

(4) A través de (3.128) (3.121) se encuentra el valor de los incrementos de tensión $\{\Delta\sigma^1\}$ originados por los desplazamientos calculados en (3).

(5) Se hace $\{\sigma^1\} = \{\sigma^0\} + \{\Delta\sigma^1\}$, $\{a\} = \{a\} + \{\Delta a^1\}$ y se calculan de nuevo $[G]$, $\{F\}$ y $\{f\}$

(6) Se calculan las fuerzas residuales como en (2). Si son suficientemente pequeñas, se habrá obtenido la solución. Si no se calcula $[M]$ y se repite desde (3).

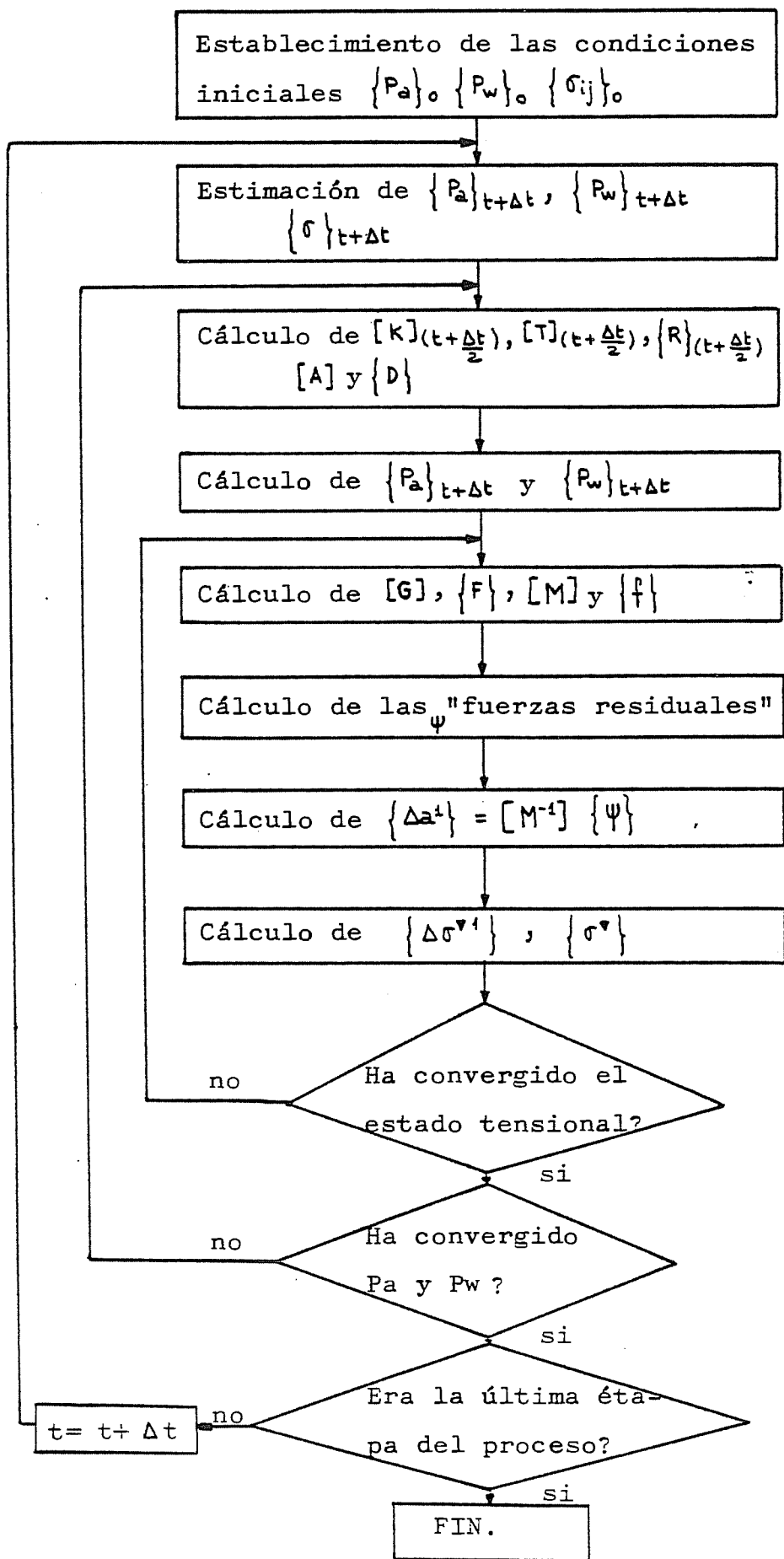
Sin embargo el problema capital, no resuelto hasta el momento de una manera general, consiste en encontrar las ecuaciones constitutivas adecuadas que permitan conocer los valores de $[G]$ y $\{F\}$ en función de P_a , P_w y $\{\sigma^1\}$.

Por último cabe señalar que normalmente las fuerzas de masa $\{X\}$ se limitan únicamente al peso propio del suelo. Dado que se trabaja con suelo parcialmente saturado el valor de su peso específico (γ_{nat}) será una función de su grado de saturación y por tanto del estado tensional del suelo ($\sigma_{ij} - P_a$) ($P_a - P_w$). Si el peso de la masa de suelo es importante (caso de presas de tierra, estabilidad de taludes, etc) deberá tenerse en cuenta el efecto de variación de la densidad natural con el grado de saturación, lo que introduce una nueva no-linealidad al problema.

5.- PROCESO DE CALCULO EN CASO TRIDIMENSIONAL.

Para resolver el problema en el caso tridimensional hay que tener presente la naturaleza fuertemente no lineal de las ecuaciones que rigen tanto el flujo como la deformación del suelo y la interdependencia de ambos tipos de fenómenos (P_a y P_w influyen en el valor de $[G]$, $\{F\}$ y directamente en ∇P_a en (3.131) y el estado de tensiones influye como una variable más en las "superficies de estado" f_5 y f_6 en (3.32) y (3.33).)

Dada la complejidad del problema se sugiere para su resolución un método iterativo en el cual se calcule el valor de P_a y P_w , según (3.98), en función de un estado tensional y una vez calculadas P_a y P_w se realice un análisis tensodeformacional para conocer el estado tensional, siguiendo las directrices indicadas en el apartado anterior. El proceso se repite -- hasta la convergencia tanto de las presiones de aire y agua como de los desplazamientos (ó tensiones), tal como se refleja a continuación:



6.- ESTADOS DE TENSION CONOCIDOS SIN HACER USO DE LAS RELACIONES TENSODEFORMACIONALES.

6.1.- ESTADO ISOTROPICO.

En este estado se cumple:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = \sigma \\ \sigma_{xy} = \sigma_{yz} = \sigma_{xz} = 0 \\ \epsilon_{xx} = \epsilon_{yy} = \epsilon_{zz} = \frac{\epsilon_v}{3} = \frac{1}{3} \frac{\Delta e}{1+e_0} \\ \epsilon_{xy} = \epsilon_{yz} = \epsilon_{xz} = 0 \end{array} \right. \quad (3.133)$$

Por tanto el estado tensional vendrá especificado por los parámetros escalares σ - P_a y P_a - P_w . De Matyas and Kadhakrishna (1968) se desprende que existe una relación entre este estado de tensiones y el estado de saturación y volumétrico del suelo que puede expresarse como:

$$\begin{aligned} n &= g_1(\sigma - P_a, P_a - P_w, n_0, S_{r_0}) \\ S_r &= f_1(\sigma - P_a, P_a - P_w, n_0, S_{r_0}) \end{aligned} \quad (3.134)$$

Las funciones g_1 y f_1 no son únicas para historias de carga y saturación generales pero para cambios monotónicos en ambas historias está reconocida su unicidad. (Ver capítulo II).

Si se conocen las funciones g y f y dado que el estado tensional es conocido el problema se resuelve mediante las ecuaciones de continuidad del aire y del agua (3.26), (3.27).

6.2.- ESTADO DE DEFORMACION LATERAL NULA.

En este estado se tendrá:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{zz} = \sigma_1 \\ \sigma_{yy} = \sigma_{xx} = \sigma_3 \\ \sigma_{xy} = \sigma_{xz} = \sigma_{yz} = 0 \\ \epsilon_{zz} = \epsilon_v = \Delta e / (1 + e_0) \\ \epsilon_{yy} = \epsilon_{xx} = 0 \\ \epsilon_{xy} = \epsilon_{yz} = \epsilon_{xz} = 0 \end{array} \right. \quad (3.135)$$

Dado que existe una relación entre el estado de tensiones y de deformaciones del tipo (ec. 3.127):

$$\delta \{ \epsilon \} = [G^{-1}] \delta \{ \sigma \} + \{ F \} \delta (P_a - P_w)$$

Puede escribirse:

$$\epsilon_{xx} = \epsilon_{yy} = f_1(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad (3.136)$$

La función f_1 , salvo en el caso elástico lineal, no es explicitable. Sin embargo, es claro que dada una historia tensional y de saturación el valor de la tensión vertical determina unívocamente el valor de la tensión horizontal.

Por tanto puede definirse el estado tensional del suelo mediante los parámetros escalares $(\sigma_1 - P_a)$ y $(P_a - P_w)$, y análogamente a lo expuesto para el caso de carga isotrópica resolver el problema haciendo uso tan solo de las ecuaciones de continuidad del aire y del agua y las superficies de estado que relacionan los dos parámetros característicos del estado tensional con el estado de deformación y saturación del suelo.

$$\begin{aligned}
 n &= g_2 (\sigma_1 - P_a, P_a - P_w, n_0, S_{r_0}) \\
 S_r &= f_2 (\sigma_1 - P_a, P_a - P_w, n_0, S_{r_0}) \quad (3.137)
 \end{aligned}$$

Las consideraciones realizadas sobre las expresiones (3.134) son igualmente aplicables a (3.137). Es de resaltar que conocidas (3.137) de una forma empírica no es necesario conocer la forma de la ecuación (3.136) para resolver el problema.

6.3.- ECUACIONES DE CONTINUIDAD PARA EL CASO DE ESTADO DE TENSIONES DEFINIDO POR DOS PARAMETROS.

Tanto para el caso isotrópico como para el caso de deformación lateral nula el estado tensional queda definido por $(\sigma - P_a)$ y $(P_a - P_w)$, ($\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ en el caso isotrópico; $\sigma = \sigma_1$ en el caso de deformación lateral nula). En ambos casos el valor de G puede conocerse sin hacer uso de las relaciones de tensión deformación del suelo y por tanto el problema se puede resolver haciendo uso tan solo de las ecuaciones de continuidad.

Si no se tienen en cuenta los términos correspondientes al flujo de vapor de agua debido a que su importancia relativa es muy pequeña frente al flujo de agua en estado líquido, para condiciones normales en suelos, las ecuaciones de continuidad (3.26), (3.27) quedan:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial}{\partial t} [n S_r] - \text{div} \left[\bar{K}_w \nabla \left(z + \frac{P_w}{\gamma_w} \right) \right] &= 0 \\
 \frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_a n \left[(1 - S_r) + H S_r \right] \right] - \text{div} \left[\rho_a \left[\bar{K}_a \left[\nabla(z) + \frac{1}{\rho_a g} \nabla(P_a) \right] + H \bar{K}_w \nabla \left(z + \frac{P_w}{\gamma_w} \right) \right] \right] &= 0 \quad (3.138)
 \end{aligned}$$

Para su resolución será necesario conocer las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}
 \bar{\rho}_a &= f_1 (P_a) \\
 \bar{K}_a &= f_3 (n, S_r) \\
 \bar{K}_w &= f_4 (n, S_r) \\
 n &= f_5 (\sigma - P_a, P_a - P_w, n_0, S_{r_0}) \\
 S_r &= f_6 (\sigma - P_a, P_a - P_w, n_0, S_{r_0})
 \end{aligned} \tag{3.139}$$

6.4.- ECUACIONES DE CONTINUIDAD PARA FLUJO UNIDIRECCIONAL

El caso de deformación lateral nula se suele utilizar en aquellos casos en que existe una carga repartida sobre una superficie suficientemente amplia como para que en cualquier punto no cercano a los bordes de dicha superficie pueda considerarse que la carga se extiende hasta el infinito en cualquier dirección y por tanto existe simetría axial alrededor de ese punto y la deformación lateral es nula en él.

En estas condiciones puede aceptarse también que el flujo de agua y de aire se producirá en una dimensión. Por tanto es de interés el estudiar el caso más sencillo de flujo unidireccional asociado a deformación lateral nula.

En estas condiciones las ecuaciones de continuidad (3.138) se reducen a:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial}{\partial t} [\bar{\rho}_a n [(1 - S_r) + H S_r]] - \frac{\partial}{\partial z} \left[\bar{\rho}_a \left[K_a \left(1 + \frac{1}{\bar{\rho}_a g} \frac{\partial P_a}{\partial z} \right) \right] + H K_w \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \right] &= 0 \\
 \frac{\partial}{\partial t} [n S_r] - \frac{\partial}{\partial z} \left[K_w \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial P_w}{\partial z} \right) \right] &= 0
 \end{aligned} \tag{3.140}$$

Para este caso las expresiones resultantes de la aplicación del método de Galerkin serán, siguiendo la misma notación que en el apartado 3.7.2. y 3.7.1.:

$$B_{1ij}^{aa} = \int_{\Gamma} N_i N_j \beta \left\{ (1-s_r + H s_r) \frac{\partial n}{\partial(\sigma-P_a)} + [n(H-1)] \frac{\partial s_r}{\partial(\sigma-P_a)} \right\} \frac{\partial \sigma}{\partial t} dz \quad (3.141)$$

$$C_{1ij}^{aa} = \int_{\Gamma} N_i N_j \beta \left\{ (1-s_r + H s_r) \left[n + P_a \left(\frac{\partial n}{\partial(P_a-P_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma-P_a)} \right) \right] + n(H-1) P_a \left[\frac{\partial s_r}{\partial(P_a-P_w)} - \frac{\partial s_r}{\partial(\sigma-P_a)} \right] \right\} dz \quad (3.142)$$

$$C_{1ij}^{aw} = \int_{\Gamma} N_i N_j \beta P_a \left\{ (1-s_r + H s_r) \left(- \frac{\partial n}{\partial(P_a-P_w)} \right) - n(H-1) \frac{\partial s_r}{\partial(P_a-P_w)} \right\} dz \quad (3.143)$$

$$B_{2ij}^{aa} = \int_{\Gamma} \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{K_a}{g} + \beta (K_a + H K_w) N_j \frac{\partial N_i}{\partial z} \right\} dz \quad (3.144)$$

$$B_{2ij}^{aw} = \int_{\Gamma} \frac{H P_a}{\gamma_w} K_w \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} dz \quad (3.145)$$

$$D_i^a = \pi N_i \Big|_{z=z_0}^{z=z_f} \quad (3.146)$$

con:

$$\sum_j P_{aj} (B_{1ij}^{aa} + B_{2ij}^{aa}) + \sum_j P_{wj} B_{2ij}^{aw} + \sum_j \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} C_{1ij}^{aa} + \sum_j \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} C_{1ij}^{aw} + D_i^a = 0 \quad (3.76)$$

Para la continuidad del agua se obtiene:

$$B_{1ij}^{wa} = 0 \quad (3.147)$$

$$B_{1ij}^{ww} = 0 \quad (3.148)$$

$$C_{1ij}^{wa} = \int_{\Gamma} N_i N_j \left\{ \left(\frac{\partial n}{\partial(P_a-P_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma-P_a)} \right) \rho_w s_r + n \rho_w \left(\frac{\partial s_r}{\partial(P_a-P_w)} - \frac{\partial s_r}{\partial(\sigma-P_a)} \right) \right\} dz \quad (3.149)$$

$$C_{1ij}^{ww} = \int_{\Gamma} N_i N_j \left\{ - \frac{\partial n}{\partial (P_a - P_w)} \rho_w S_r - n \rho_w \frac{\partial S_r}{\partial (P_a - P_w)} \right\} dz \quad (3.150)$$

$$D_{1i}^w = \int_{\Gamma} N_i \left\{ \rho_w S_r \frac{\partial n}{\partial (r - P_a)} + \rho_w n \frac{\partial S_r}{\partial (r - P_a)} \right\} \frac{\partial \sigma}{\partial z} dz \quad (3.151)$$

$$B_{2ij}^{wa} = 0 \quad (3.152)$$

$$B_{2ij}^{ww} = \int_{\Gamma} \frac{K_w}{g} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} dz \quad (3.153)$$

$$D_{2i}^w = \int_{\Gamma} \rho_w K_w \frac{\partial N_i}{\partial z} dz \quad (3.154)$$

$$D_{3i}^w = \lambda N_i \Big|_{z=z_0}^{z=z_f} \quad (3.155)$$

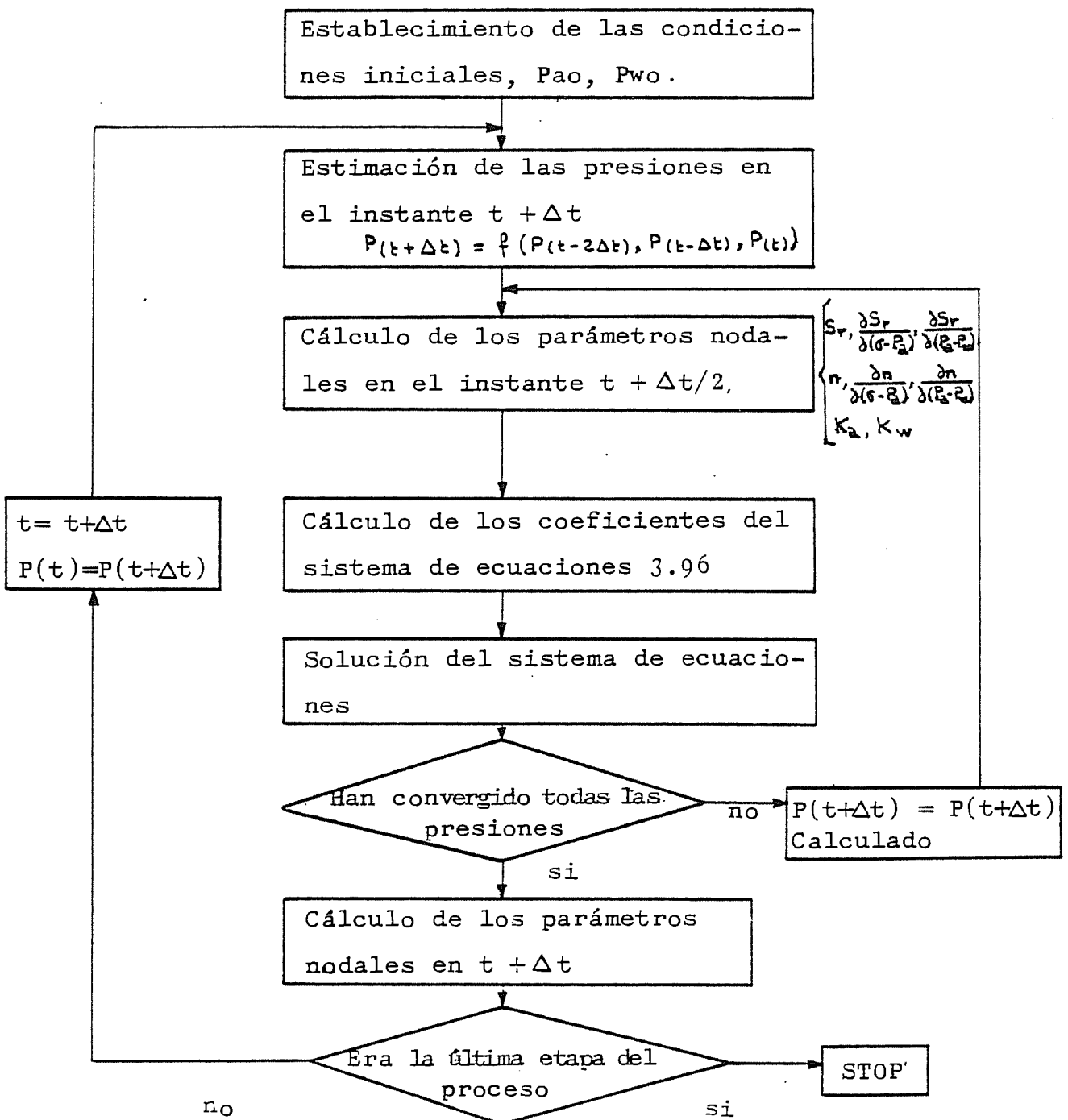
con

$$\sum_j P_{wj} B_{2ij}^{ww} + \sum \frac{\partial P_{aj}}{\partial t} C_{1ij}^{wa} + \sum \frac{\partial P_{wj}}{\partial t} C_{1ij}^{ww} + D_{2i}^w + D_{2i}^w + D_{3i}^w = 0 \quad (3.156)$$

Lo indicado en el apartado 3.8 respecto a la discretización temporal es igualmente aplicable al caso unidimensional.

7.- PROCESO DE CALCULO EN EL CASO UNIDIMENSIONAL.

El proceso de cálculo será similar al indicado en el apartado 5 con la salvedad de que no es necesario calcular en cada escalón temporal el estado tensional del suelo, puesto que en condiciones unidimensionales este estado tensional es conocido. En el apéndice puede encontrarse toda la documentación concierne al programa de cálculo utilizado.



8.- RESUMEN DE LAS PRINCIPALES HIPOTESIS REALIZADAS.

8.1.- HIPOTESIS GENERALES.

- a) El suelo permanece en condiciones isoterma.

8.2.- HIPOTESIS EN LA DERIVACION DE LAS ECUACIONES DE CONTINUIDAD.

- a) No se tiene en cuenta la posibilidad de existencia de fuentes o sumideros de agua y aire en el suelo.
- b) No se ha tenido en cuenta el flujo de las partículas sólidas del suelo

8.3.- HIPOTESIS EN LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO.

- a) El agua es incompresible.
- b) El aire y el vapor de agua se comportan como gases perfectos.
- c) Es válida la ley de Darcy tanto para el aire como para el agua.
- d) Se utilizan los conceptos de permeabilidad relativa.
- e) Para un mismo tipo de suelo la permeabilidad del aire y del agua son una función exclusiva del grado de saturación y de la porosidad.
- f) Para el movimiento del vapor de agua es válida la ley

de Fick.

- g) La difusividad del vapor es función del grado de saturación y de la porosidad.
- h) Existe una relación única entre la succión del suelo y la concentración de vapor de agua en él, que viene dada por la ecuación de Kelvin.
- i) Para los valores usuales de humedades relativas del aire en suelos existe es válida la linealización de la ecuación de Kelvin.
- j) Para el aire se define un potencial igual a
$$z + \int_{P_{atm}}^{P_a} \frac{d\xi}{\gamma_a(\xi)}$$
- k) Se conocen las condiciones iniciales del proceso.

8.4.- HIPOTESIS UTILIZADAS EN LA FORMULACION DEL PROBLEMA TENSO-DEFORMACIONAL.

- a) Existe una relación conocida entre las deformaciones del suelo y el estado tensional definido por $(\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_a) = \tau_{ij}$ y $(P_a - P_w)$ que puede expresarse en la forma:

$$\delta\{\epsilon\} = [G^{-1}] \delta\{\sigma\} + \{F\} \delta(P_a - P_w)$$

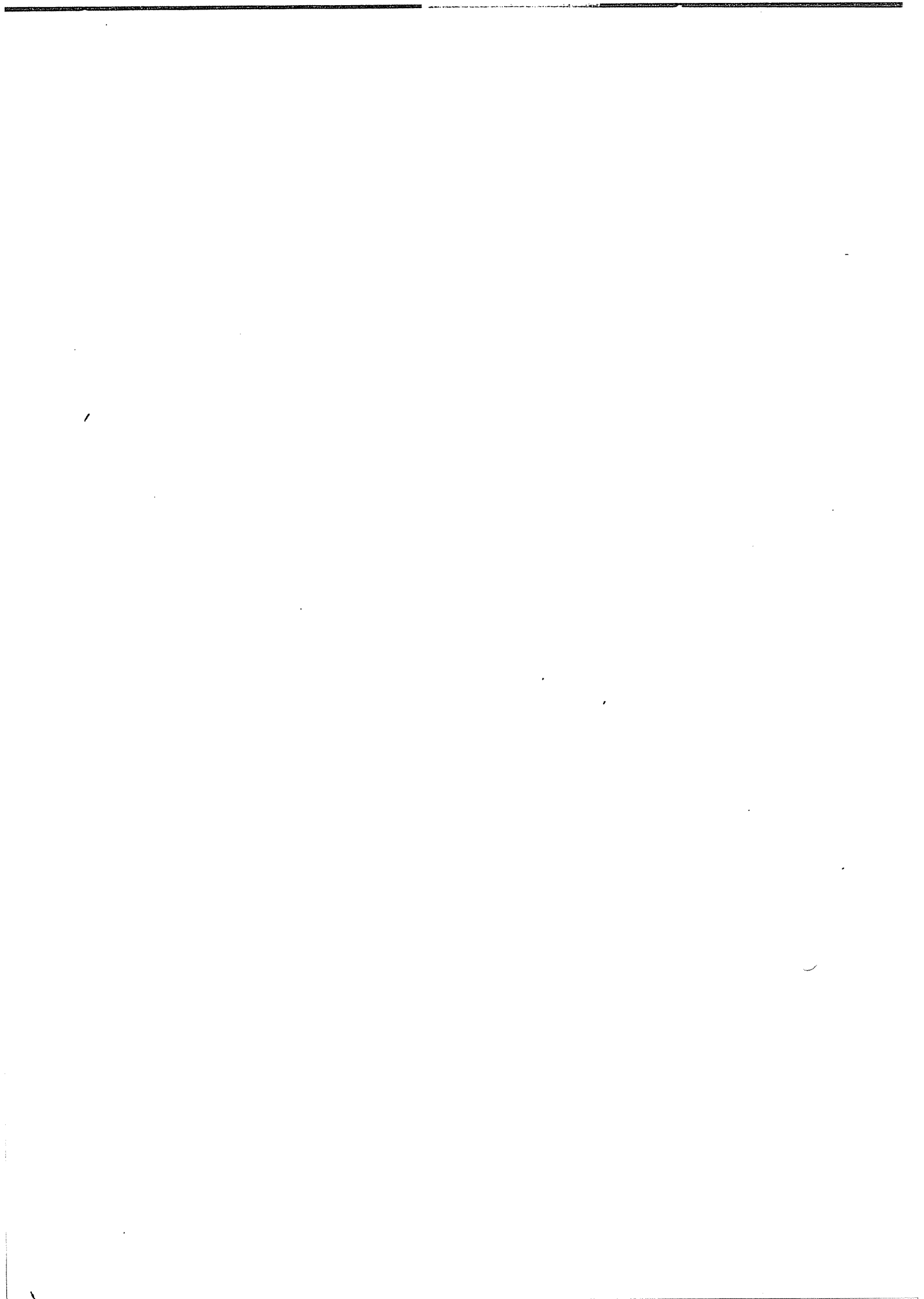
- b) Las deformaciones son pequeñas.
- c) No se tienen en cuenta efectos dinámicos.
- d) No se tienen en cuenta los efectos de fluencia del suelo.

8.5.- HIPOTESIS UTILIZADAS EN LA FORMULACION DEL PROBLEMA UNIDIMENSIONAL.

- a) El flujo de vapor de agua es despreciable.
- b) En cada punto se conoce el valor de la tensión exterior.
- c) El estado tensional queda definido por $(\sigma - P_a)$ y $(P_a - P_w)$
- d) Existe una relación conocida entre el estado tensional con el grado de saturación y con la porosidad.

8.6.- HIPOTESIS INTRODUCIDAS EN EL PROGRAMA DE CALCULO PARA RESOLVER EL PROBLEMA UNIDIMENSIONAL.

- a) Las superficies de estado son únicas. (Lo cual solo es cierto para cambios monótonos en el estado de carga y en el estado de saturación).
- b) No existen efectos de histeresis en las permeabilidades del aire y del agua, osea las permeabilidades no dependen de la historia de saturación del suelo.



CAPITULO IV.- COMPORTAMIENTO DEL SUELO EN CONDICIONES NO
DRENADAS SIN DEFORMACION LATERAL.

1.- INTRODUCCION

2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1.- DEFORMABILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA

2.2.- PRESIONES DE AIRE Y AGUA DESPUES DE LA CARGA
NO DRENADA

3.- METODO DE SOLUCION

4.- APLICACION DEL METODO Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1.- INTRODUCCION

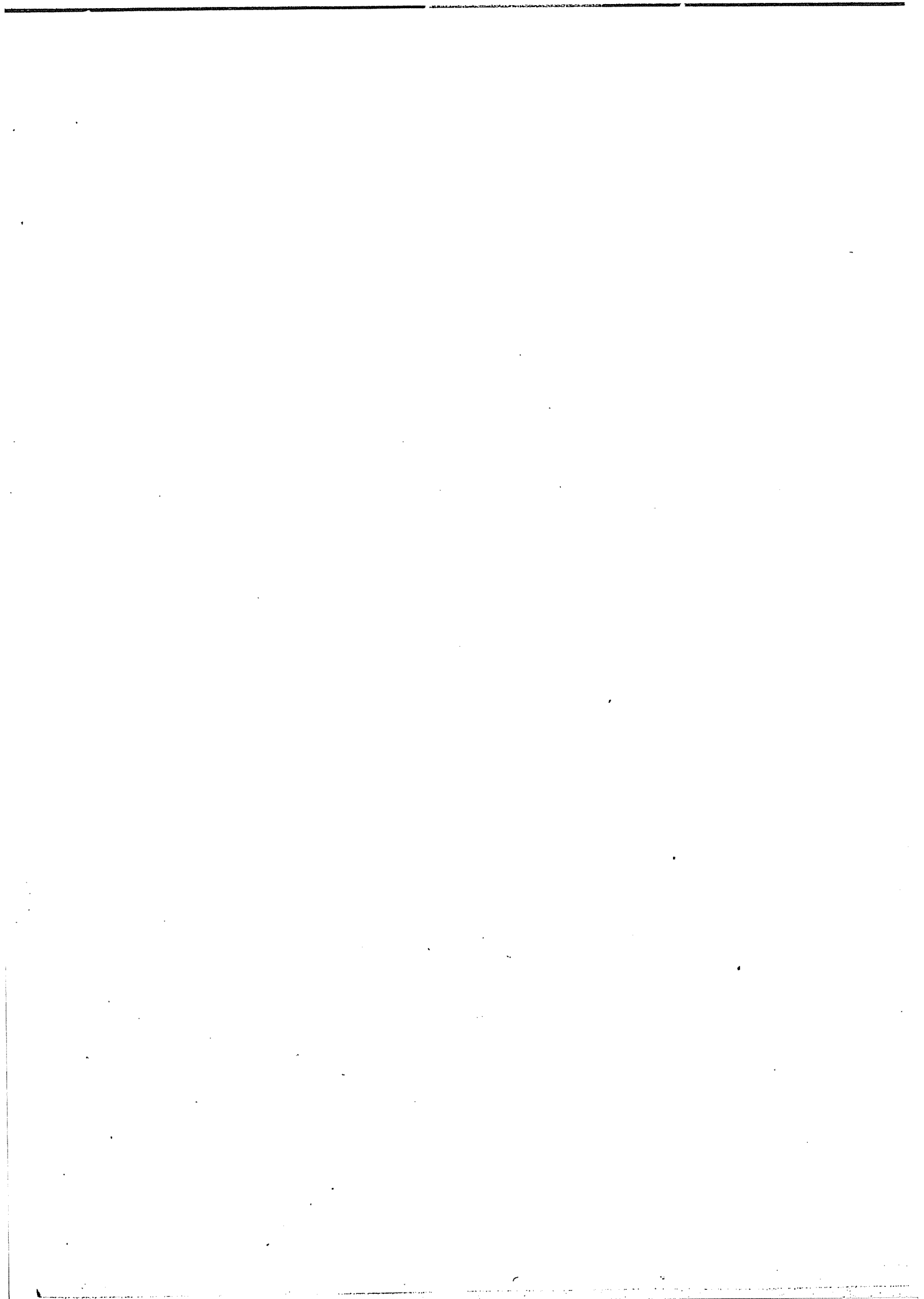
4.2.- INCREMENTOS DE PRESION DE AIRE Y AGUA EN UN SUELO
INICIALMENTE DESCARGADO Y SOMETIDO A INCREMENTO
DE CARGA

4.3.- TRAYECTORIAS SEGUIDAS SOBRE LAS SUPERFICIES DE
ESTADO TRAS LA APLICACION DE CARGAS NO DRENADAS

4.4.- DEFORMABILIDAD DEL SUELO NO SATURADO SOMETIDO A
CARGAS SIN DRENAJE

4.5.- VARIACION EN EL GRADO DE SATURACION TRAS LA CARGA
EN CONDICIONES NO DRENADAS

5.- RESUMEN Y CONCLUSIONES



1.- INTRODUCCION

La existencia de aire libre en el suelo parcialmente saturado, hace que la compresibilidad volumétrica de la mezcla aire-agua que llena los poros sea mucho mayor que la compresibilidad del agua (del orden de 10^3 veces mayor para $S_r = 0.9$) (Fredlund, 1976), y comparable a la compresibilidad del esqueleto sólido del suelo. (Barends, 1979).

Este hecho explica que las deformaciones instantáneas -- producidas por la aplicación de una carga sean, en suelos no saturados, de gran importancia. En condiciones no drenadas las variaciones de volumen del suelo se verán influenciadas tanto por la rigidez del esqueleto sólido, que como se ha visto en capítulos anteriores depende en gran parte del estado de saturación del suelo, como de la compresibilidad de la mezcla aire-agua, que a su vez dependerá también del estado de saturación. Parece pues claro, que la deformabilidad del suelo en condiciones no drenadas estará fundamentalmente gobernada por el grado de saturación.

En condiciones isotrópicas y de deformación lateral nula los incrementos de presión de agua en los suelos saturados son iguales al incremento de carga. Sin embargo debido a la compresibilidad mencionada de la mezcla aire-agua, en suelos no saturados, parte de la carga quedará resistida por el esqueleto sólido y el aumento de presión de la mezcla aire-agua será menor que el incremento total de carga. Por otra parte, el hecho de que se deforme el esqueleto sólido por un lado y aumente la presión del aire por otro provocan cambios en la succión y rigidez del suelo tras el proceso de carga no drenada. El comportamiento del suelo puede esquematizarse en el modelo de la

figura 4.1.

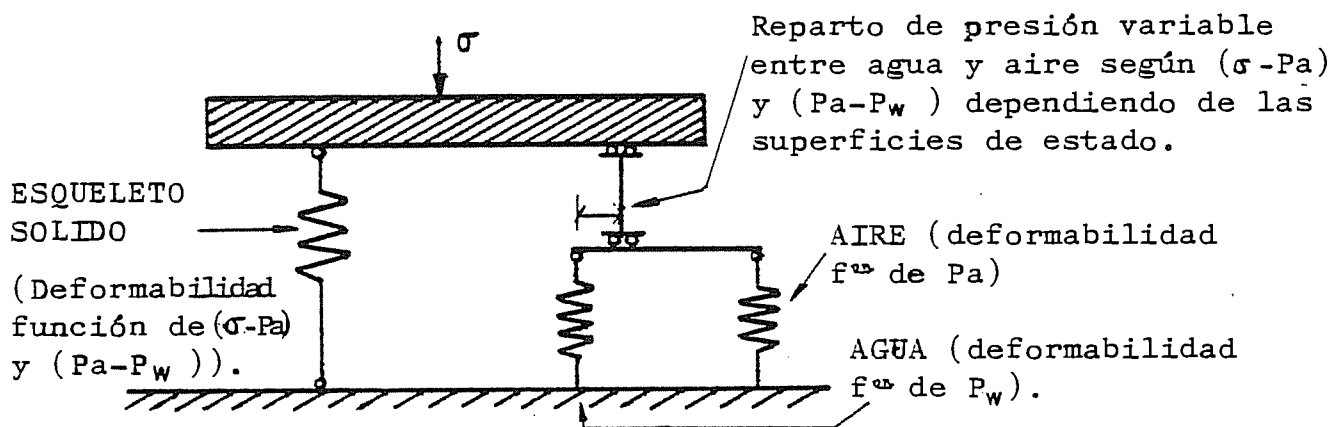


FIGURA 4.1.-Esquema del comportamiento del suelo en condiciones no drenadas.

Este modelo es análogo al propuesto por Hasan and Fredlund (1980). Sin embargo en ese modelo sus autores consideran la existencia de una cuarta fase denominada membrana contractil (interfase aire-agua) que actúa sobre el sistema aire-agua regulando la relación entre las presiones de los componentes del sistema. Aunque se lleguen a ecuaciones de comportamiento parecidas, conceptualmente se cree que es más claro el modelo de la figura 4.1., en el cual la deformabilidad del esqueleto es una función tanto de la carga exterior aplicada como de la succión del suelo, y el reparto de presiones en la mezcla aire-agua depende del estado tensional del suelo y está en función de sus propiedades tenso-deformacionales, reflejadas en las superficies de estado.

En este capítulo, a partir del modelo de la figura 4.1. se presentan métodos de cálculo tanto para las deformaciones como para los incrementos de las presiones de aire y agua en condiciones no drenadas.

A la vista de los resultados numéricos obtenidos se extraerán pautas sobre el comportamiento del suelo no saturado en condiciones no drenadas.

2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1.- DEFORMABILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA.

Dadas las condiciones de no existencia de drenaje, tras la carga las masas de aire y agua en un elemento de control de suelo de volumen inicial V_0 son las mismas que las que existían antes del proceso de carga. Partiendo de esta base se pueden plantear las siguientes ecuaciones de conservación de masa de aire y de agua:

- Conservación de la masa de aire:

$$(1-S_{r_0} + S_{r_0}H) \rho_{a_0} V_{v_0} = (1-S_r + H S_r) \rho_a V_v \quad (4.1)$$

Donde S_{r_0} , ρ_{a_0} , V_{v_0} y S_r , ρ_a y V_v son los grados de saturación, densidades de aire y volumen de poros antes y después de la carga.

- Conservación de la masa de agua:

$$S_{r_0} \rho_{w_0} V_{v_0} = S_r \rho_w V_v \quad (4.2)$$

Donde ρ_{w_0} y ρ_w son las densidades del agua antes y después de la carga.

Estas ecuaciones relacionan los volúmenes de aire y de agua del estado final de la mezcla con las del estado inicial. Si se relacionan los cambios de volumen de agua y aire libre con los cambios de presión de aire y agua puede obtenerse, a través de las ecuaciones de conservación de masa, una relación entre el cambio de volumen total y las variaciones de presión de aire y agua.

Si se considera al aire como un gas perfecto la relación entre su presión y densidad viene dada por:

$$\rho_a = \beta P_a \quad (4.3)$$

Siendo β una constante ($0.12 \cdot 10^{-4} \text{ seg}^2/\text{m}^2$) a 20° C , siempre que se mantengan las condiciones isotermas.

A su vez, el comportamiento del agua puede caracterizarse por la expresión:

$$\frac{dV_w}{V_w} = C_w dP_w = - \frac{dP_w}{P_w} \quad (4.4)$$

Donde C_w es una constante igual a $-0.5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{N}$. y V_w el volumen de agua existente en el volumen de control.

El cambio de volumen experimentado por la mezcla aire-agua tras la aplicación de la carga será:

$$\Delta V_V = V_V - V_{V_0} = \Delta V_w + \Delta V_{af} \quad (4.5)$$

Donde V_{af} es el volumen de aire libre. La deformación del agua vendrá dada por:

$$\Delta V_w = \int_{P_{w_0}}^{P_w} C_w V_w dP_w \quad (4.6)$$

Considerando que V_w varía muy poco la expresión 4.6 puede escribirse como:

$$\Delta V_w = C_w V_{w_0} \Delta P_w \quad (4.7)$$

Siendo V_{w_0} el volumen inicial del agua antes del proceso de carga.

A partir de 4.7 la relación entre las densidades del --
 agua es:

$$\Delta\left(\frac{1}{\rho_w}\right) = \frac{1}{\rho_{w_0}} c_w \Delta P_w \quad (4.8)$$

6

$$\rho_w = \frac{\rho_{w_0}}{1 + c_w \Delta P_w} \quad (4.9)$$

El incremento de volumen de aire libre es:

$$\Delta V_{af} = (1 - S_r) V_v - (1 - S_{r_0}) V_{v_0} \quad (4.10)$$

Introduciendo en 4.10 las expresiones 4.2 y 4.9 resulta:

$$\Delta V_{af} = \left[(1 - S_r) \frac{S_{r_0}}{S_r} (1 + c_w \Delta P_w) - (1 - S_{r_0}) \right] V_{v_0} \quad (4.11)$$

Por lo tanto el aumento del volumen de la mezcla aire-
 agua a partir de 4.5, 4.7 y 4.11 será:

$$\frac{\Delta V_v}{V_{v_0}} = (1 - S_r) \frac{S_{r_0}}{S_r} (1 + c_w \Delta P_w) - (1 - S_{r_0}) + c_w S_{r_0} \Delta P_w \quad (4.12)$$

de donde:

$$\frac{\Delta V_v}{V_{v_0}} = \frac{S_{r_0}}{S_r} (1 + c_w \Delta P_w) - 1 \quad (4.13)$$

Para transformar la expresión 4.13 en términos de presio-
 nes de aire y de presiones de agua se hace uso de la expresión
 de conservación de masas de aire 4.1. De ellas resulta:

$$\frac{\Delta V}{V_{v_0}} = \frac{(1 - S_{r_0} + S_{r_0} H) P_{a_0}}{(1 - S_r + S_r H) P_a} - 1 \quad (4.14)$$

y:

$$S_r = \frac{1 - \frac{P_{a0} (1 - S_{r0} + H S_{r0})}{P_a (\Delta V_v / V_{v0} + 1)}}{1 - H} \quad (4.15)$$

Introduciendo la expresión 4.15 en 4.13 se obtiene que el cambio unitario de volumen de la mezcla vendrá dado por:

$$\frac{\Delta V_v}{V_{v0}} = (1 - H) S_{r0} [1 + C_w (P_w - P_{w0})] + \frac{P_{a0}}{P_a} (1 - S_{r0} + H S_{r0}) - 1 \quad (4.16)$$

A la expresión 4.16 podría llegarse también teniendo en cuenta que:

$$\frac{\Delta V_v}{V_{v0}} = \frac{V_w}{V_{v0}} + \frac{V_a}{V_{v0}} - \frac{V_d}{V_{v0}} - 1 \quad (4.17)$$

Siendo V_w , V_a y V_d los volúmenes de agua, de aire total (disuelto + libre) y de aire disuelto, iguales respectivamente a:

$$V_w = S_{r0} [1 + C_w (P_w - P_{w0})] V_{v0} \quad (4.18)$$

$$V_a = \frac{(1 - S_{r0} + S_{r0} H) P_{a0} V_{v0}}{P_a} \quad (4.19)$$

$$V_d = H S_{r0} [1 + C_w (P_w - P_{w0})] V_{v0} \quad (4.20)$$

A partir de 4.16 la compresibilidad de la mezcla con respecto a cambios en la presión del aire resulta ser:

$$-\frac{1}{V_{v0}} \frac{dV_v}{dP_a} = - (1 - H) S_{r0} C_w \frac{dP_w}{dP_a} + \frac{P_{a0}}{P_a^2} (1 - S_{r0} + H S_{r0}) \quad (4.21)$$

Téngase en cuenta que por su definición en 4.4 C_w es negativo.

4.15. Haciendo uso de dicha expresión y de las expresiones 4.16 y 4.23, se podrán conocer la evolución del volumen de la mezcla 4.16, su grado de saturación 4.15 y su compresibilidad 4.23.

A efectos de comparación se han aplicado estas expresiones a un caso expuesto por Barends (1980) en el que se muestra la evolución de la compresibilidad de una mezcla según expresiones elaboradas por diversos autores y que se encuentran recogidas en el capítulo II.

Los datos de partida del problema eran:

$$H = 0,02$$

$$P_a - P_w = 0,28 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$S_{r_0} = 0,95$$

$$P_{a_0} = 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$C_w = -5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$$

Como puede comprobarse en la figura 4.2.a los valores obtenidos por los diversos métodos no difieren mucho entre sí para valores del grado de saturación no muy cercanos a la unidad. En concreto la compresibilidad obtenida según la expresión 4.23 coincide con la obtenida por Barends (1979) y Schuurman (1966) para situaciones no muy próximas a la saturación ($S_r < 0,992$). En situaciones próximas a la saturación según el modelo de Barends y Schuurman se produce un colapso brusco de las burbujas de aire y se pasa a la total saturación súbitamente. Este fenómeno no se contempla en el presente método en el cual se llega a la saturación de una manera continua.

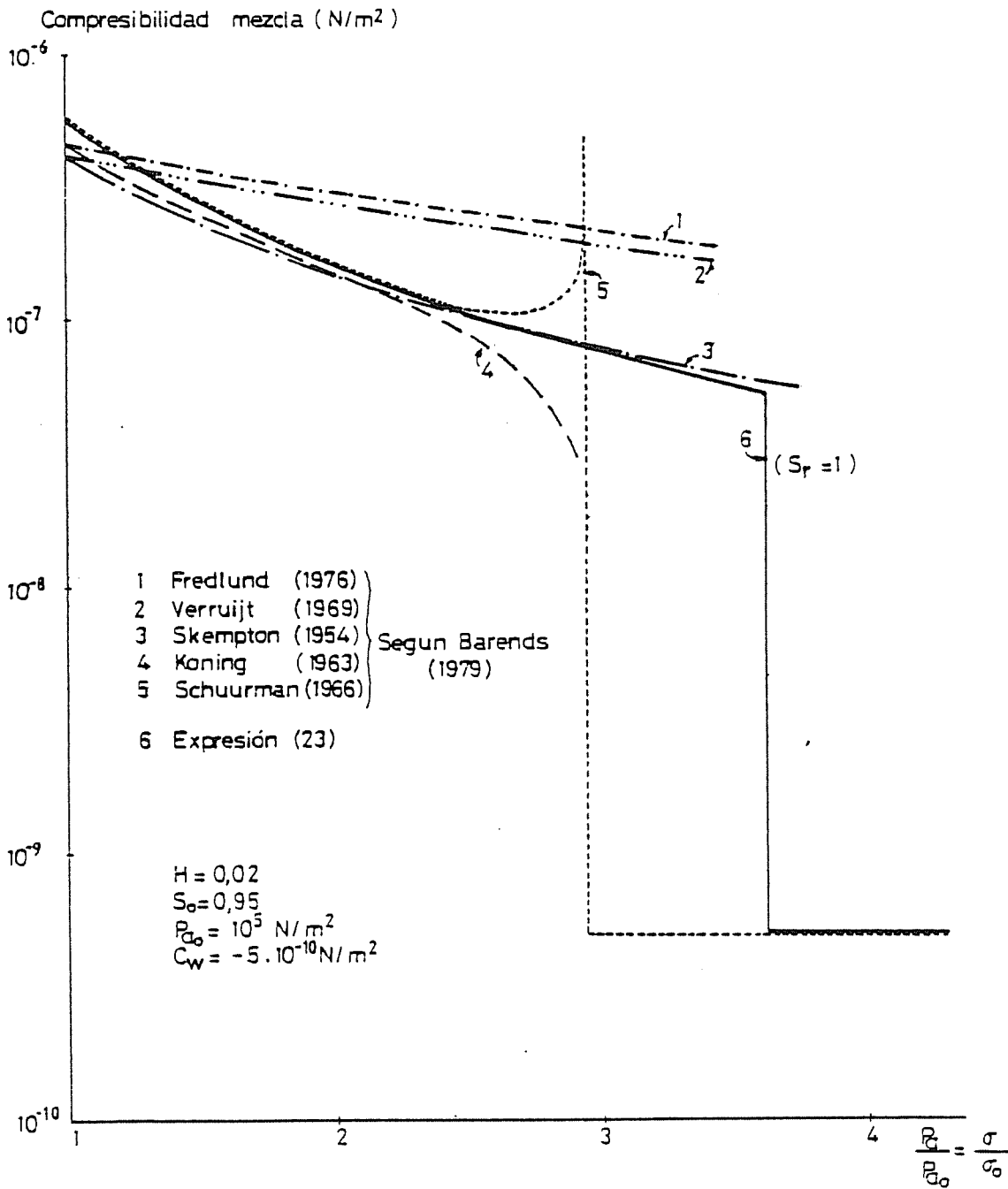


Fig 42a COMPRESIBILIDAD DE LA MEZCLA AIRE-AGUA
 SEGUN DISTINTOS AUTORES

En cualquier caso estas diferencias tienen una influencia muy pequeña en el comportamiento del suelo, ya que se limitan a un intervalo muy pequeño de grados de saturación y el volumen final de la mezcla será el mismo una vez alcanzada la saturación.

En la figura 4.2b se recoge la variación de volumen en la mezcla para varios grados de saturación iniciales. En ella puede observarse la gran influencia que sobre la deformación tiene el volumen inicial de aire.

Por otra parte en la curva correspondiente al grado de saturación inicial de 0'95 puede apreciarse que las discrepancias con el modelo de Schuurman tienen poco efecto en el comportamiento deformacional, ya que se limitan a la zona en la que el grado de saturación es mayor del 99%, en la cual la deformación de la mezcla es ya muy pequeña.

En cualquier caso hay que tener presente que los resultados obtenidos a partir de las hipótesis de no existencia de suelo, que de alguna manera regule las diferencias de presión de aire y agua, en función de su estado de deformación y saturación, tienen un interés marginal de cara a encontrar los cambios de volumen del suelo en condiciones no drenadas, donde -- juega un papel fundamental las características del esqueleto sólido. Estas características actúan en el fenómeno directamente a través de la rigidez del esqueleto sólido e indirectamente sobre el incremento relativo de presión de aire y de agua de la mezcla a través de los términos $dP_w/d\sigma$ y $dP_a/d\sigma$ de la expresión 4.24, que define la compresibilidad de la mezcla respecto a una carga exterior σ en presencia de suelo:

$$P_{\sigma_0} = 10^5 \text{ N/m}^2$$

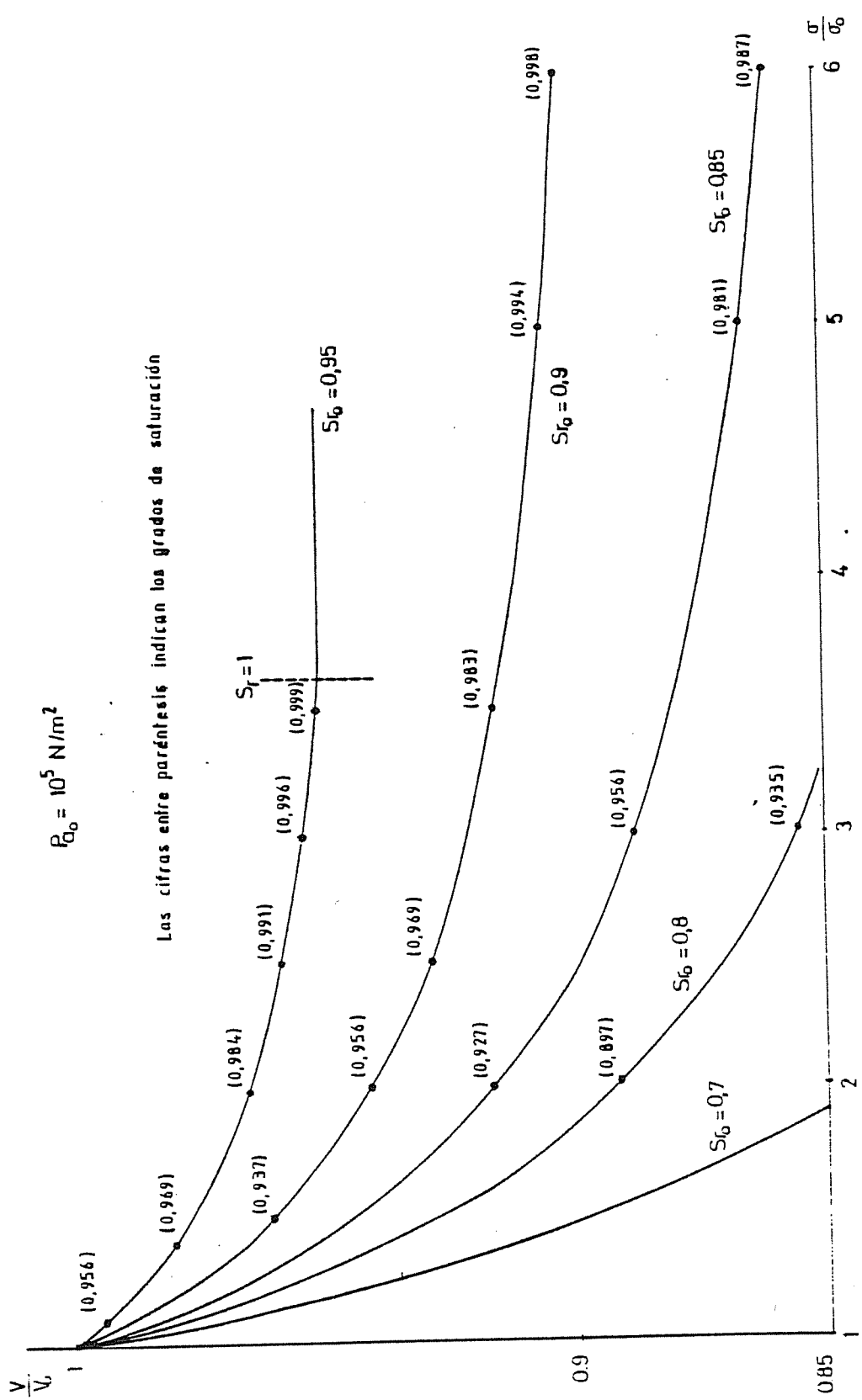


Fig 4.2.b VARIACION DEL VOLUMEN DE LA MEZCLA SEGUN LA PRESION EXTERIOR PARA VARIOS GRADOS DE SATURACION INICIAL

$$-\frac{1}{V_{v_0}} \frac{dV_v}{d\sigma} = - (1-H) S_{r_0} C_w \frac{dP_w}{d\sigma} + \frac{P_{a_0}}{P_a^2} (1-S_{r_0} + H S_{r_0}) \frac{dP_a}{d\sigma} \quad (4.24)$$

En los apartados siguientes se desarrollan métodos para el cálculo de $dP_a/d\sigma$ y $dP_w/d\sigma$, que a su vez resuelven el problema de la deformación no drenada, teniendo en cuenta el papel fundamental de las propiedades del suelo.

2.2.- PRESIONES DE AIRE Y AGUA DESPUES DE LA CARGA NO DRENADA

Partiendo del concepto de superficie de estado, y dado que los cambios producidos por aumentos de carga son siempre monótonicos, puede decirse que las presiones de aire y agua que alcanzará el suelo tras la carga no drenada serán aquellas que correspondan a un grado de saturación y porosidad, que perteneciendo a las superficies de estado, sean compatibles con las leyes de conservación de masa enunciadas en el apartado anterior.

A partir de 4.15 y 4.16 se deduce:

$$S_r = \frac{S_{r_0} [1 + C_w (P_w - P_{w_0})]}{(1-H) S_{r_0} [1 + C_w (P_w - P_{w_0})] + \frac{P_{a_0}}{P_a} (1 - S_{r_0} + H S_{r_0})} \quad (4.25)$$

En esta expresión el numerador es fácilmente identificable como el volumen de agua después de la carga y el denominador como el volumen de aire total menos el volumen de aire disuelto más el volumen de agua.

Por otra parte la porosidad tras el proceso de carga vendrá dada por la expresión:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_{v_0} + \Delta V_w + \Delta V_{a\bar{f}}}{V_0 + \Delta V_w + \Delta V_{a\bar{f}}} = \frac{n_0 \left(1 + \frac{\Delta V_w + \Delta V_{a\bar{f}}}{V_{v_0}} \right)}{1 + \frac{\Delta V_w + \Delta V_{a\bar{f}}}{V_{v_0}} n_0} \quad (4.26)$$

Introduciendo la expresión 4.16 se obtiene:

$$n = \frac{n_0 \left\{ (1-H) S_{r_0} [1 + C_w (P_w - P_{w_0})] + \frac{P_{a_0}}{P_a} (1 - S_{r_0} + H S_{r_0}) \right\}}{1 + n_0 \left\{ (1-H) S_{r_0} [1 + C_w (P_w - P_{w_0})] + \frac{P_{a_0}}{P_a} (1 - S_{r_0} + H S_{r_0}) - 1 \right\}} \quad (4.27)$$

Donde el numerador representa el volumen final de poros y el denominador el volumen total final (Suponiendo un volumen total inicial de valor unidad).

De las expresiones 4.25 y 4.27 se deduce que tanto el grado de saturación como la porosidad, tras el proceso de carga, quedan definidos por el estado inicial ($S_{r_0}, n_0, P_{a_0}, P_{w_0}$) y por las presiones de agua y aire finales, que evidentemente dependerán de la carga aplicada. En resumen puede establecerse la existencia de las relaciones siguientes:

$$S_r = \varphi_1 (P_{a_0}, P_{w_0}, S_{r_0}, n_0, P_a, P_w) \quad (4.28)$$

$$n = \varphi_2 (P_{a_0}, P_{w_0}, S_{r_0}, n_0, P_a, P_w) \quad (4.29)$$

Como se ha dicho las expresiones del grado de saturación y porosidad resultantes del análisis anterior, deben ser compatibles con las superficies de estado que corresponden a esos parámetros. Por tanto, si se representan a las superficies de estado como:

$$n = f_5 (\sigma - P_a, P_a - P_w, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3, n_o, S_{r_o}) \quad (4.30)$$

$$S_r = f_6 (\sigma - P_a, P_a - P_w, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3, n_o, S_{r_o}) \quad (4.31)$$

Se podrán igualar las expresiones 4.28 y 4.29 con las 4.30 y 4.31 respectivamente, obteniéndose un sistema de ecuaciones no lineal cuyas incógnitas serán la presión del aire y presión del agua tras el proceso de carga no drenada.

$$\begin{cases} \varphi_1 (P_{a_o}, P_{w_o}, S_{r_o}, n_o, P_a, P_w) = f_6 (\sigma - P_a, P_a - P_w, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3, n_o, S_{r_o}) \\ \varphi_2 (P_{a_o}, P_{w_o}, S_{r_o}, n_o, P_a, P_w) = f_5 (\sigma - P_a, P_a - P_w, \sigma_1 - \sigma_3, \sigma_2 - \sigma_3, n_o, S_{r_o}) \end{cases} \quad (4.32)$$

3.- METODO DE SOLUCION

Conocidas las funciones f_5 y f_6 , así como el estado de carga final y el estado de tensiones inicial, el sistema 4.32 puede escribirse:

$$\begin{aligned} \varphi_1 (P_a, P_w) - f_6 (P_a, P_w) &= F_1 (P_a, P_w) = 0 \\ \varphi_2 (P_a, P_w) - f_5 (P_a, P_w) &= F_2 (P_a, P_w) = 0 \end{aligned} \quad (4.33)$$

Para resolver el sistema de ecuaciones 4.33, que será fuertemente no lineal, se emplea el método de Newton-Raphson.

Dicho método parte de la base de que si P_a y P_w son la solución del sistema 4.33 se cumplirá que:

$$\begin{aligned} F_1 (P_a, P_w) = 0 &= F_1 (P_a^k, P_w^k) + \frac{\partial F_1}{\partial P_a} (P_a - P_a^k) + \frac{\partial F_1}{\partial P_w} (P_w - P_w^k) \\ F_2 (P_a, P_w) = 0 &= F_2 (P_a^k, P_w^k) + \frac{\partial F_2}{\partial P_a} (P_a - P_a^k) + \frac{\partial F_2}{\partial P_w} (P_w - P_w^k) \end{aligned} \quad (4.34)$$

Donde P_a^k , P_w^k son una aproximación a los valores buscados de P_a y P_w .

Se han despreciado los términos de orden superior al primero en el desarrollo en serie de Taylor. De 4.34 puede deducirse el siguiente algoritmo de aproximaciones sucesivas:

$$P_a^{k+1} = P_a^k + \frac{F_2 \frac{\partial F_1}{\partial P_w} - F_1 \frac{\partial F_2}{\partial P_w}}{\frac{\partial F_1}{\partial P_a} \frac{\partial F_2}{\partial P_w} - \frac{\partial F_1}{\partial P_w} \frac{\partial F_2}{\partial P_a}} \quad (4.35)$$

$$P_w^{k+1} = P_w^k + \frac{F_1 \frac{\partial F_2}{\partial P_2} - F_2 \frac{\partial F_1}{\partial P_2}}{\frac{\partial F_1}{\partial P_2} \frac{\partial F_2}{\partial P_w} - \frac{\partial F_1}{\partial P_2} \frac{\partial F_2}{\partial P_w}} \quad (4.36)$$

Donde los F_1 , F_2 y sus derivadas se toman en el punto (P_a^k, P_w^k) , dichas derivadas pueden expresarse como:

$$\begin{cases} \frac{\partial F_1}{\partial P_2} = \frac{\partial \varphi_1}{\partial P_2} - \frac{\partial f_6}{\partial P_2} \\ \frac{\partial F_2}{\partial P_w} = \frac{\partial \varphi_2}{\partial P_w} - \frac{\partial f_5}{\partial P_w} \end{cases} \quad (4.37)$$

La obtención de las derivadas de φ_1 y φ_2 es inmediata a través de las ecuaciones 4.25 y 4.27.

Las funciones de estado f_5 y f_6 se han deducido para el caso de carga sin deformación lateral, a partir de resultados de ensayos de laboratorio. Dichos ensayos proporcionan una malla de puntos a través de la cual se interpolan las superficies de estado f_5 , f_6 . La técnica de interpolación usada se basa en el empleo de "Splines" cúbicas y se describe en el anexo 1 del Apéndice. Dicha técnica proporciona una excelente aproximación -- tanto para las funciones f_5 y f_6 como para sus derivadas.

Conocidos los valores de P_a y P_w tras la aplicación de la carga a través de las superficies de estado, es posible conocer la porosidad y la saturación finales del suelo y evaluar su deformación.

4.- APLICACION DEL METODO Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1.- INTRODUCCION

El método anteriormente expuesto se aplicará al suelo no saturado sometido a carga en condiciones edométricas, cuyas superficies de estado encontradas por Matyas and RadhaKrishna (1968) se muestran en las figuras 4.3.a. y 4.3.b.. Dado que se trata de un suelo concreto no es posible generalizar totalmente los resultados obtenidos, pero de cualquier modo del análisis de su comportamiento se pueden extraer pautas de comportamiento de interés teórico y práctico.

En apartados sucesivos se estudiará el comportamiento del suelo parcialmente saturado frente a cambios no drenados de la tensión exterior. En primer lugar se analizarán los cambios en las presiones de aire y agua producidos por una sobrecarga. En segundo lugar se analizarán las trayectorias seguidas sobre las superficies de estado por los puntos que representan el estado tensional del suelo tras cargas no drenadas. Ello permitirá establecer la magnitud de los cambios de volumen y saturación, según el estado inicial del suelo y la magnitud de la sobrecarga.

4.2.- INCREMENTOS DE PRESION DE AIRE Y AGUA EN SUELO INICIALMENTE DESCARGADO Y SOMETIDO A INCREMENTO DE CARGA.

En un suelo con una presión de aire y carga externa igual a 10^5 N/m^2 ($\approx 1 \text{ atm}$), se han aplicado incrementos de carga de 10, 100, 300 y 600 KN/m^2 en estados de saturación iniciales variables. La aplicación del método de cálculo expuesto, conduce a los resultados recogidos en las figuras 4.4 a 4.7..

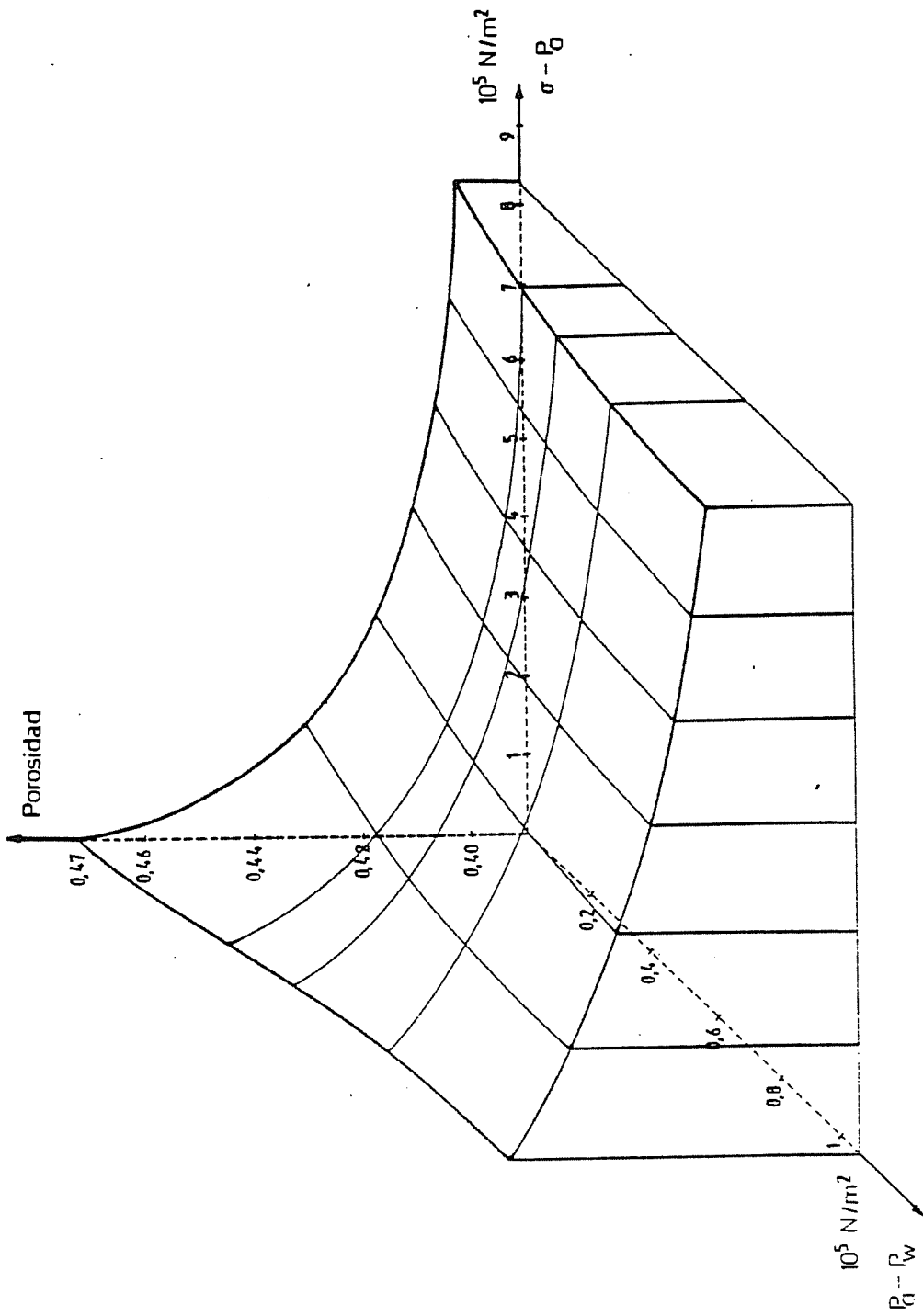


Fig 4.3.a SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD

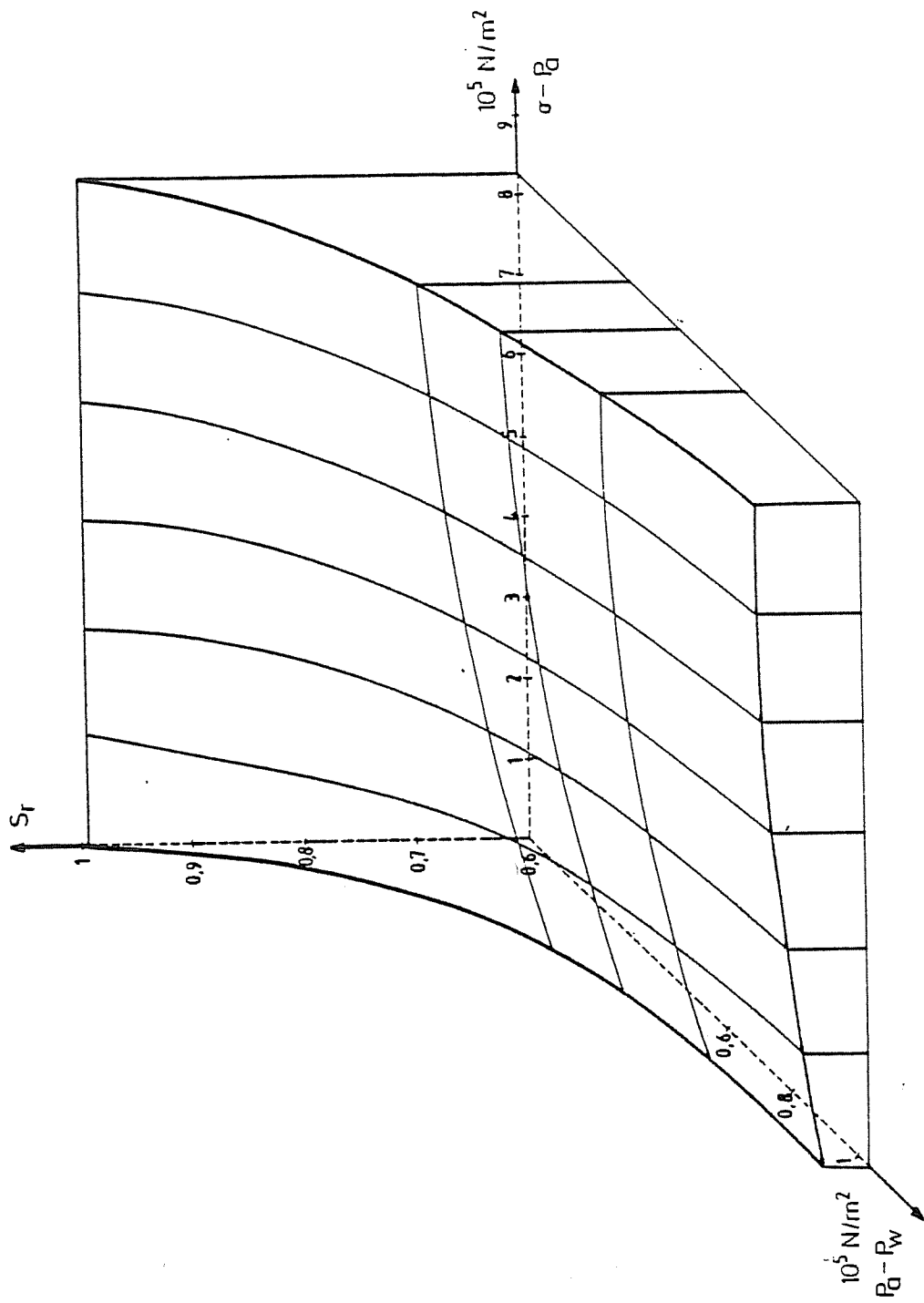


Fig 4.3.b SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION

La figura 4.4. muestra el cambio producido en las presiones de aire y agua en el suelo tras la aplicación de una carga de 300 KN/m^2 para estados de saturación iniciales, representados por su succión inicial. En dicha figura se observa una tendencia a la disminución de la succión inicial tras la aplicación de la carga. Esta disminución, se acentúa cuando el suelo está más seco. El hecho de que en la superficie de estado de la saturación se haya tomado como grado de saturación para una succión nula 0.995 en lugar de la unidad y de que se tenga en cuenta la existencia de aire disuelto en agua, hace que para una succión inicial nula los incrementos de presión no serán iguales a los incrementos de carga. Sin embargo, estos incrementos son iguales entre sí, por lo tanto después de la carga la succión sigue resultando nula. Por otra parte la rigidez del suelo aunque sea pequeña, puede hacer que el valor de B para $S_r = 1$ no alcance la unidad (Black.D. 1973).

Las figuras 4.5.a y 4.5.b muestran según la succión y el grado de saturación inicial respectivamente, el valor del cociente entre el incremento de presión de aire y el incremento de carga (Análogo al parámetro B definido por Skempton (1954) y al parámetro B_a definido por Hasan and Fredlund (1980)). Como -- puede esperarse este parámetro dependerá del estado de succión o saturación iniciales y de la magnitud de la carga.

Se observa que la variación del parámetro B_a en función de la succión inicial, puede asimilarse a una exponencial decreciente en la forma:

$$B_a = a + (1-a) e^{-b \frac{P_{a0} - P_{w0}}{P_{atm}}} \quad (4.38)$$

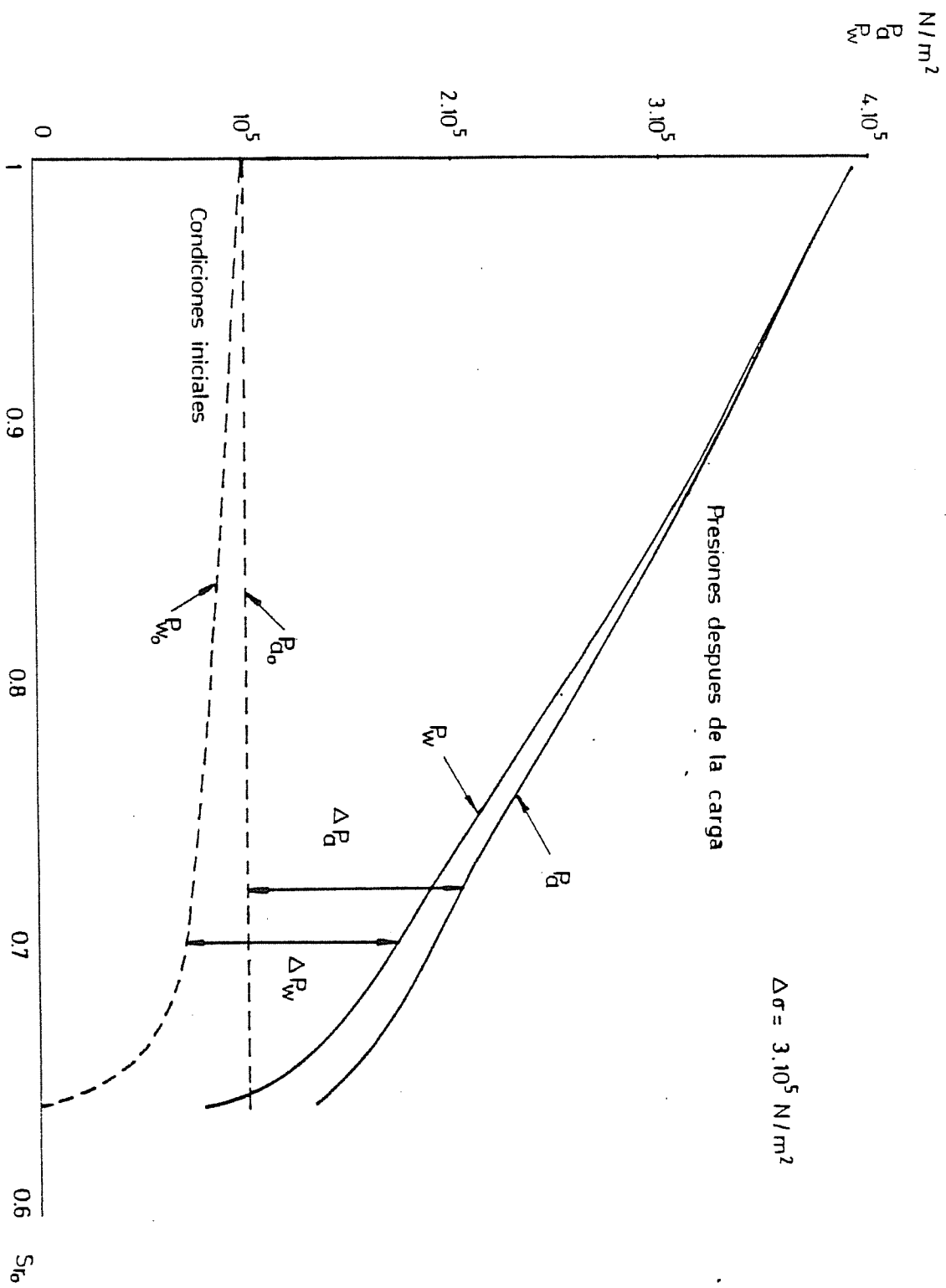


Fig 4.4 CAMBIO DE PRESION DE AIRE Y AGUA SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL ($\Delta\sigma = 3 \cdot 10^5 N/m^2$)

Aunque los valores de a y b varían según la magnitud de la carga, para el presente caso, la variación de B_a queda bien reflejada por los parámetros:

$$a = 0.08$$

$$b = 5$$

La curva a trazos de la figura 4.5.a, representa la aproximación dada por la expresión 4.38. Para las curvas que relacionan el parámetro B con el grado de saturación inicial, no es tan clara la elección de una formulación matemática para dicha relación, aunque ésta tiende a ser más lineal que en el caso anterior. Evidentemente la relación entre las curvas mostradas en las figuras 4.5.a y 4.5.b, viene dada por la forma de la superficie de estado de la saturación particular de cada suelo.

Las curvas 4.6.a y 4.6.b muestran las relaciones análogas para los parámetros B_w , definidos como el cociente entre los incrementos de presión y los incrementos de carga exterior.

Se puede apreciar que la forma de las curvas obtenidas para B_a y B_w es muy parecida, si bien los valores de B_w son -- siempre ligeramente mayores que los de B_a tal como se refleja en la figura 4.7.a.

Las diferencias son pequeñas para grados de saturación altos y van aumentando a medida que el estado inicial del suelo sea cada vez más seco.

La figura 4.7.b muestra la razón entre los incrementos de presión de agua y aire para varios incrementos de carga.

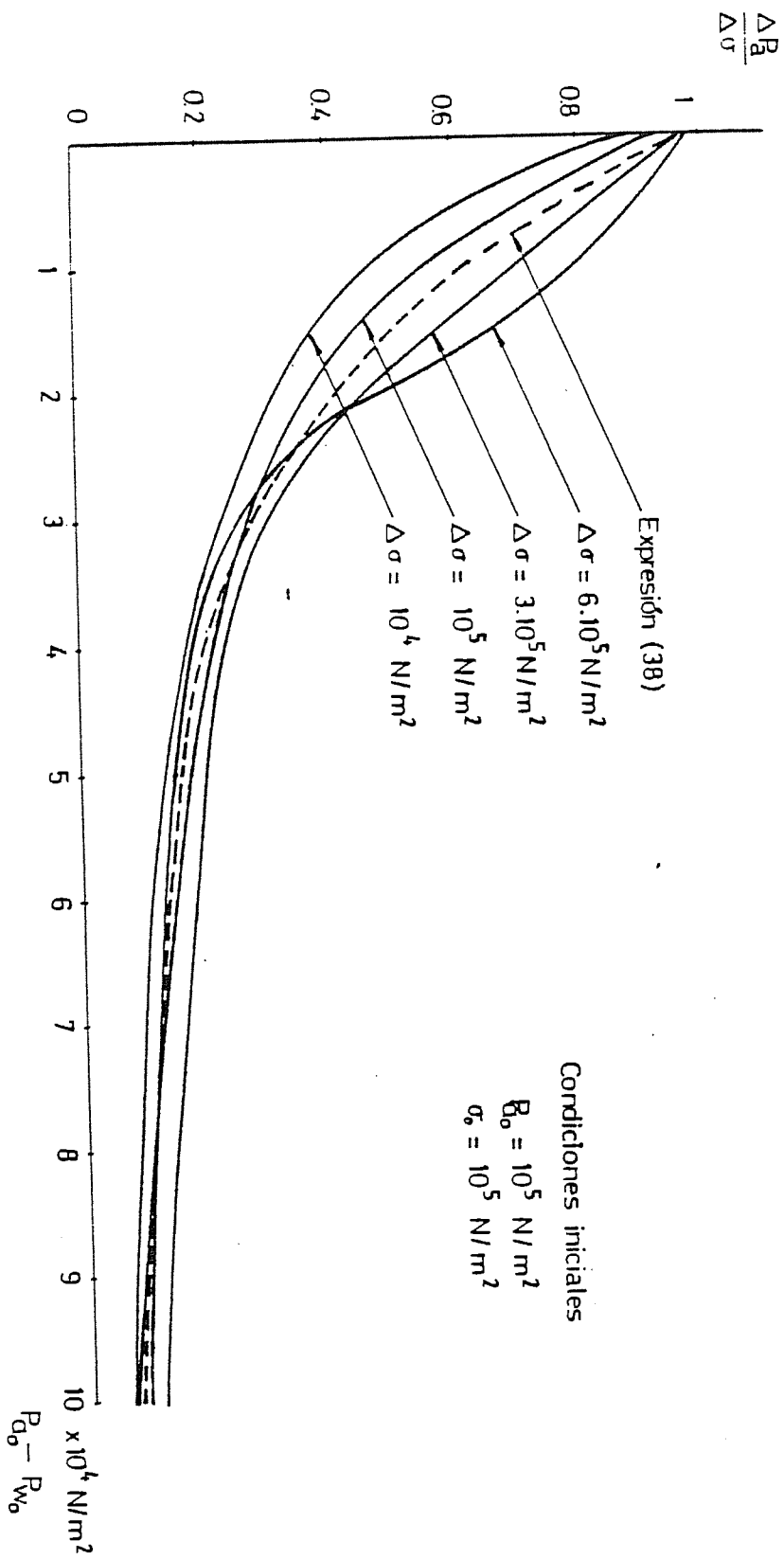


Fig 4.5.a RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DE AIRE Y CARGA
 APLICADA SEGUN LA SUCCION INICIAL PARA VARIOS INCREMENTOS DE
 CARGA

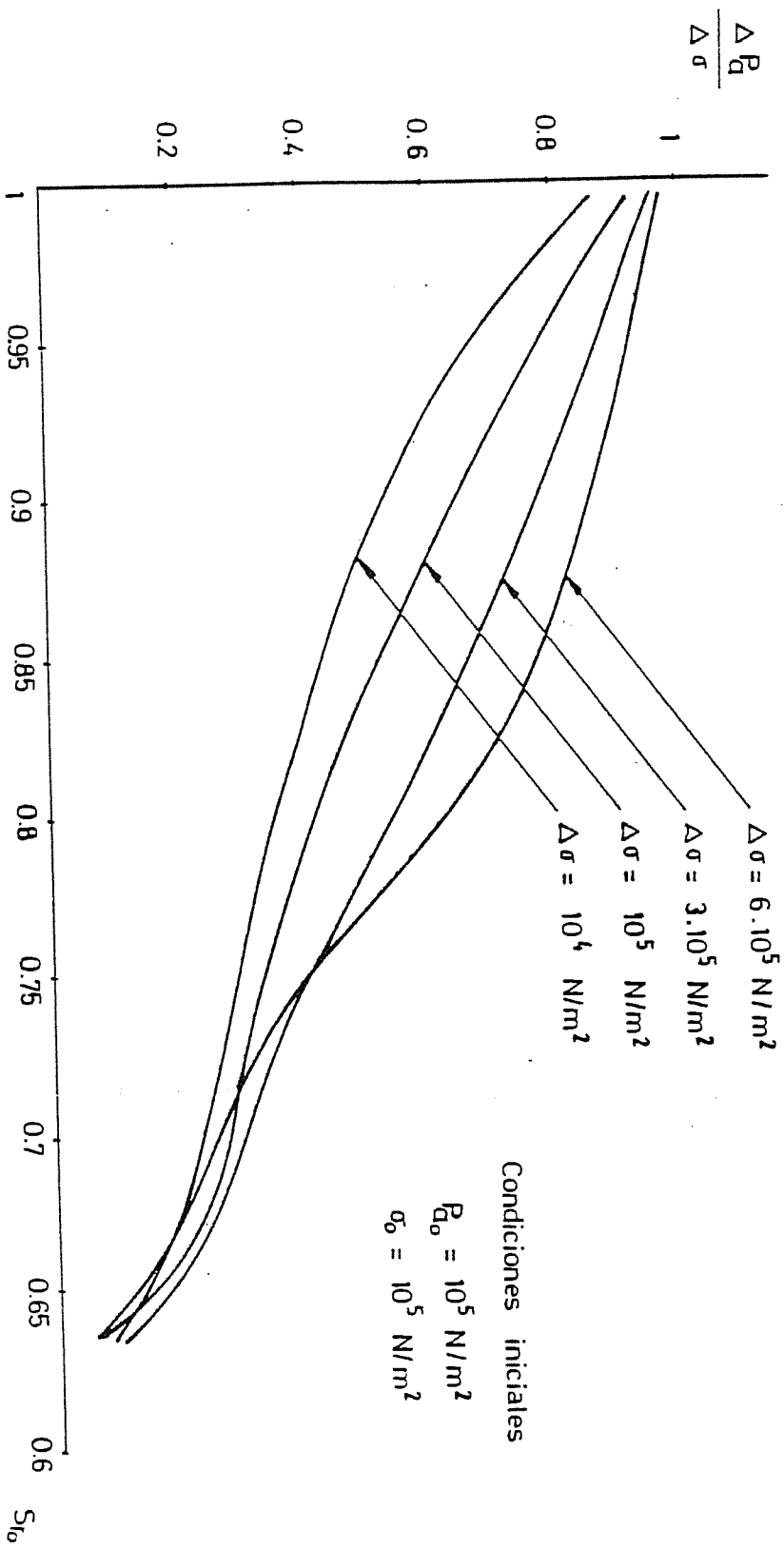


Fig 4.5.b RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DE AIRE Y CARGA APLICADA SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL

Para succiones iniciales mayores la diferencia entre B_w y B_a aumenta claramente.

Por otra parte se ha visto en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7, que los parámetros B_a y B_w aumentaban al aumentar la magnitud de la carga aplicada. Este fenómeno puede explicarse en función del modelo de la figura 4.1, teniendo en cuenta que los aumentos de presión del agua y del aire serán cada vez mayores, a medida que sea menos rígido el esqueleto sólido y cuanto más rígida sea la mezcla aire-agua.

Al cargar el suelo por una parte se produce un aumento de $\sigma - P_a$ y por lo tanto si $P_a - P_w$ se mantuviera constante, se observaría un aumento de la rigidez del esqueleto. Pero por otra parte, al aplicar la carga exterior, la succión $P_a - P_w$ tiende a reducirse y por tanto aumenta la deformabilidad del suelo, dada la forma de la superficie de estado de la porosidad. La rigidez resultante del suelo será función de la magnitud de ambos fenómenos. Si predomina el efecto causado por el aumento de la carga externa sobre el efecto causado por la disminución de succión, la rigidez del suelo aumentará al aumentar la carga, pero si predomina el efecto de disminución de la succión la rigidez del suelo disminuirá.

En otro aspecto a partir de la expresión 4.24, se constata claramente que la rigidez de la mezcla aire-agua aumenta a medida que aumenta la presión del aire y aumenta el grado de saturación, por tanto a medida que se aumente la carga externa la mezcla aire-agua sufrirá un aumento en su rigidez.

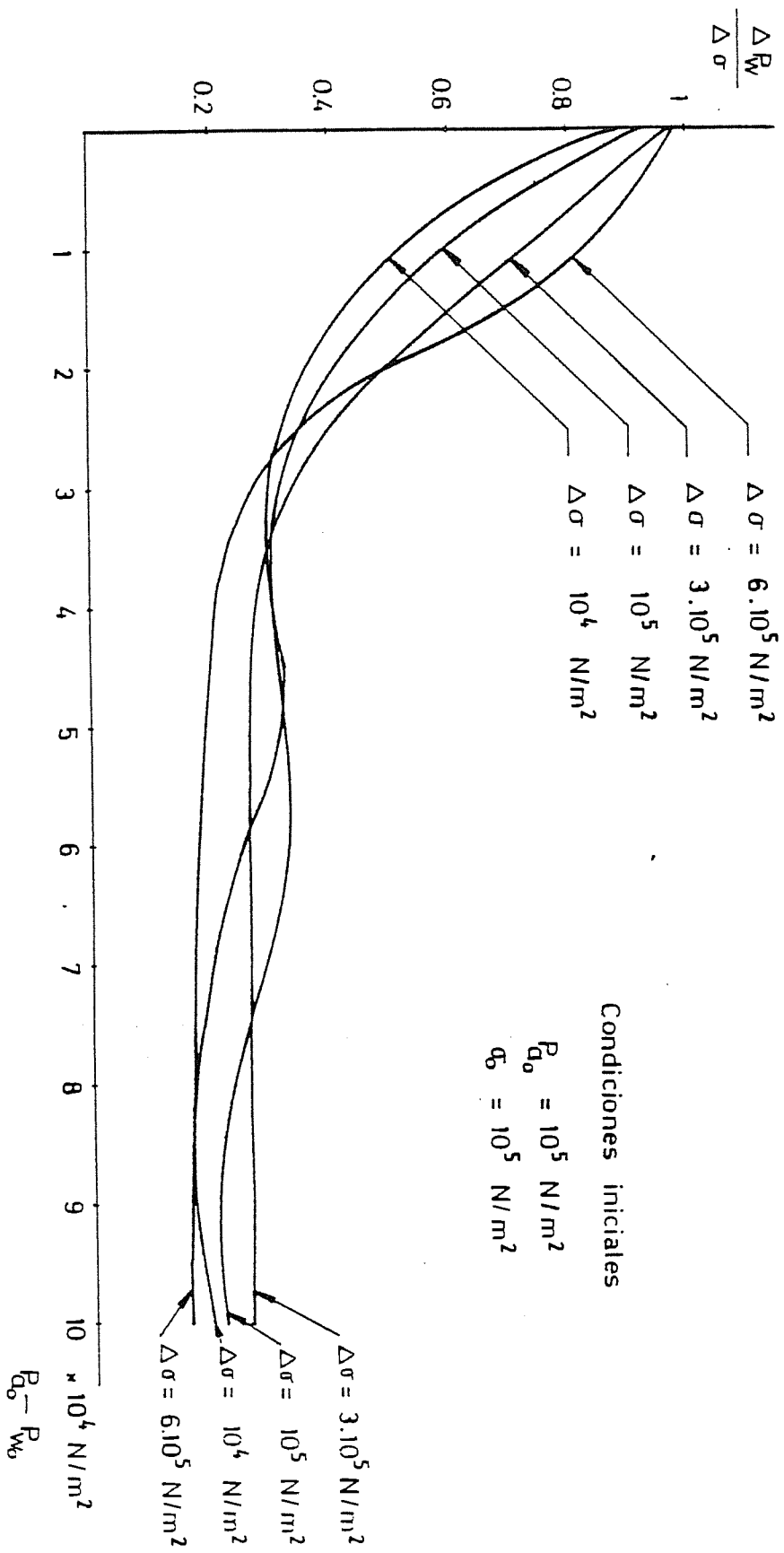


Fig 4.6.a RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DEL AGUA Y CARGA APLICADA SEGUN LA SUCCION INICIAL

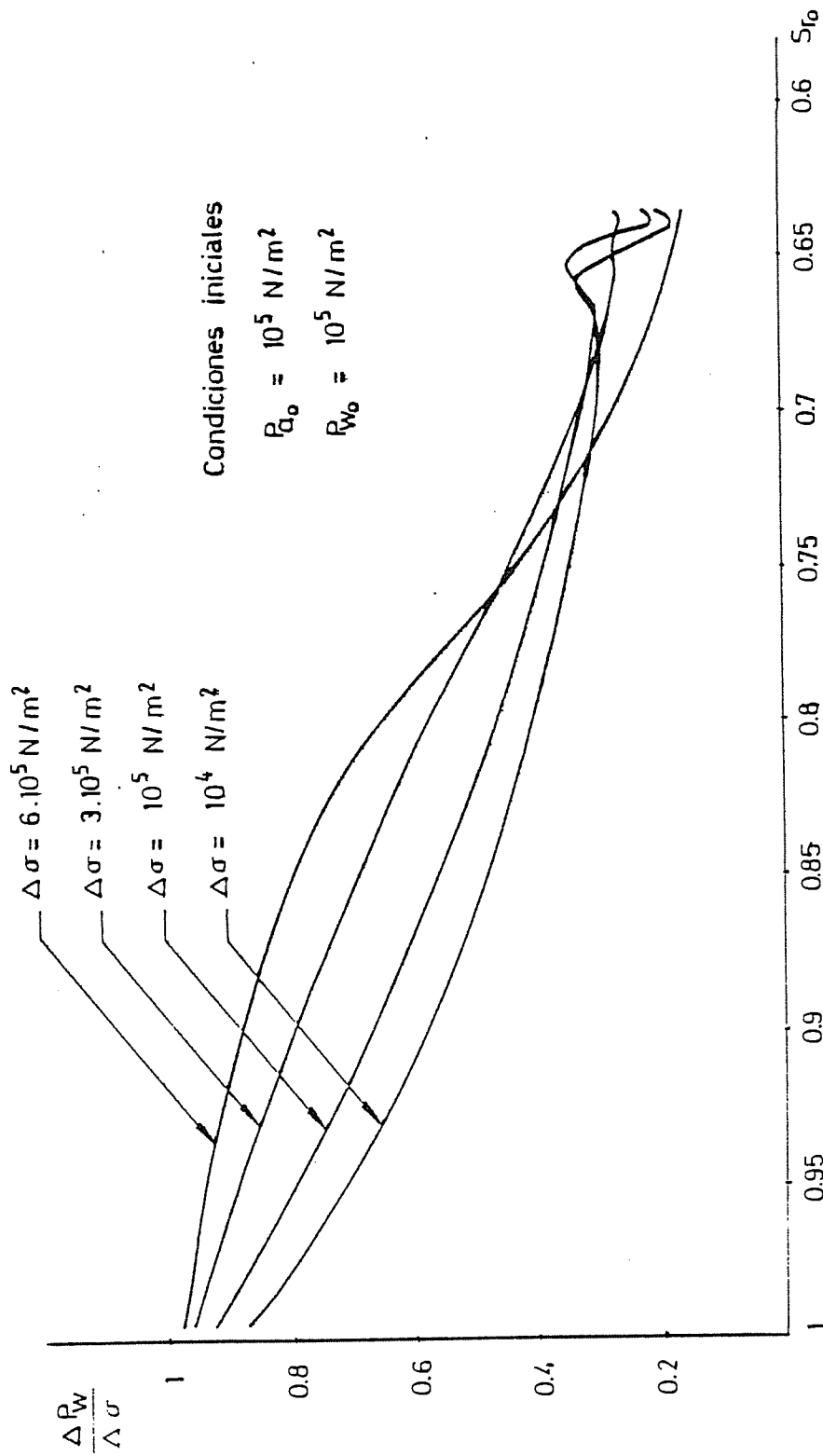


Fig 4.6.b RELACION ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DEL AGUA Y CARGA APLICADA SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL

Dado que en general el efecto del aumento en la rigidez del esqueleto sólido es menor que el efecto causado por el aumento de rigidez de la mezcla aire-agua, se observa que los parámetros B_a y B_w aumentan a medida que aumenta la carga exterior. Para grados de saturación muy bajos en los que la rigidez del suelo es grande, puede ocurrir que los parámetros B_a y B_w no sean máximos para la carga máxima aplicada.

4.3.- TRAYECTORIAS SEGUIDAS SOBRE LAS SUPERFICIES DE ESTADO TRAS LA APLICACION DE CARGAS NO DRENADAS.

Al ir cargando el suelo en condiciones no drenadas, las presiones de agua y aire irán evolucionando de manera que en las superficies de estado se sigan unas trayectorias compatibles con el hecho de que el drenaje no es posible, o sea se mantienen constantes las masas de agua y aire. A lo largo de estas trayectorias deberá pues cumplirse que la humedad (w) sea constante.

$$\omega = \frac{n S_r}{1-n} \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{n S_r}{1-n} \frac{g \rho_{w_0}}{\gamma_s [1 + C_w (P_w - P_{w_0})]} = \text{cte.} \quad (4.39)$$

De la expresión anterior se desprende que cuando se produzca una variación pequeña de n (por ser el suelo rígido), la variación de S_r deberá ser también pequeña y dada la forma de la superficie de estado del grado de saturación, la variación de la succión será también muy pequeña. Aunque en el modelo se ha tenido en cuenta la variación de la densidad del agua en función de su presión y por lo tanto este fenómeno está presente en los resultados que se muestran, a efectos de explicar cualitativamente el comportamiento del suelo puede prescindirse de la variación de la densidad del agua. En este caso:

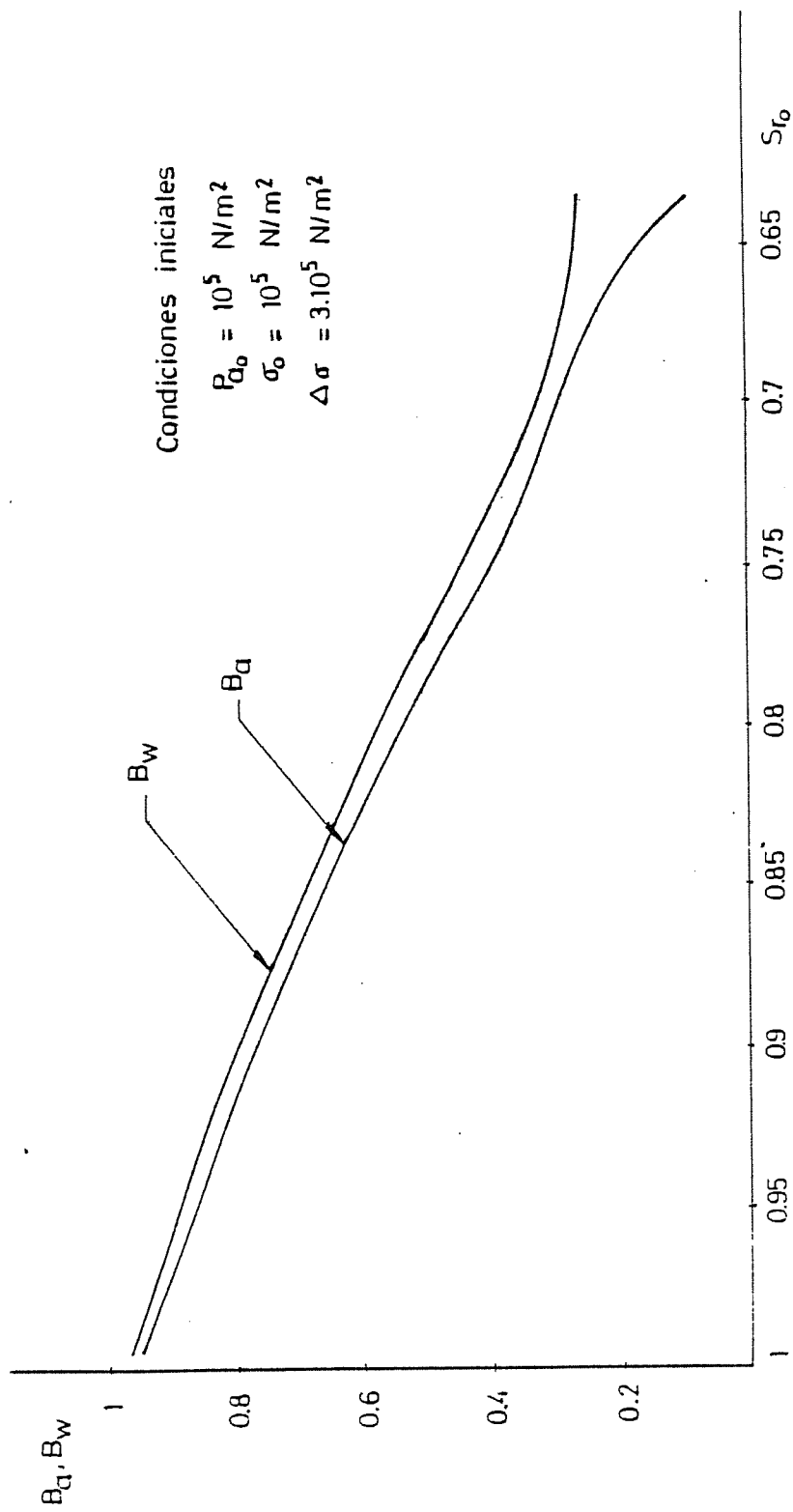


Fig 4.7.a VALORES DE B_q Y B_w PARA UN INCREMENTO DE CARGA DE $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ SEGUN EL GRADO DE SATURACION INICIAL

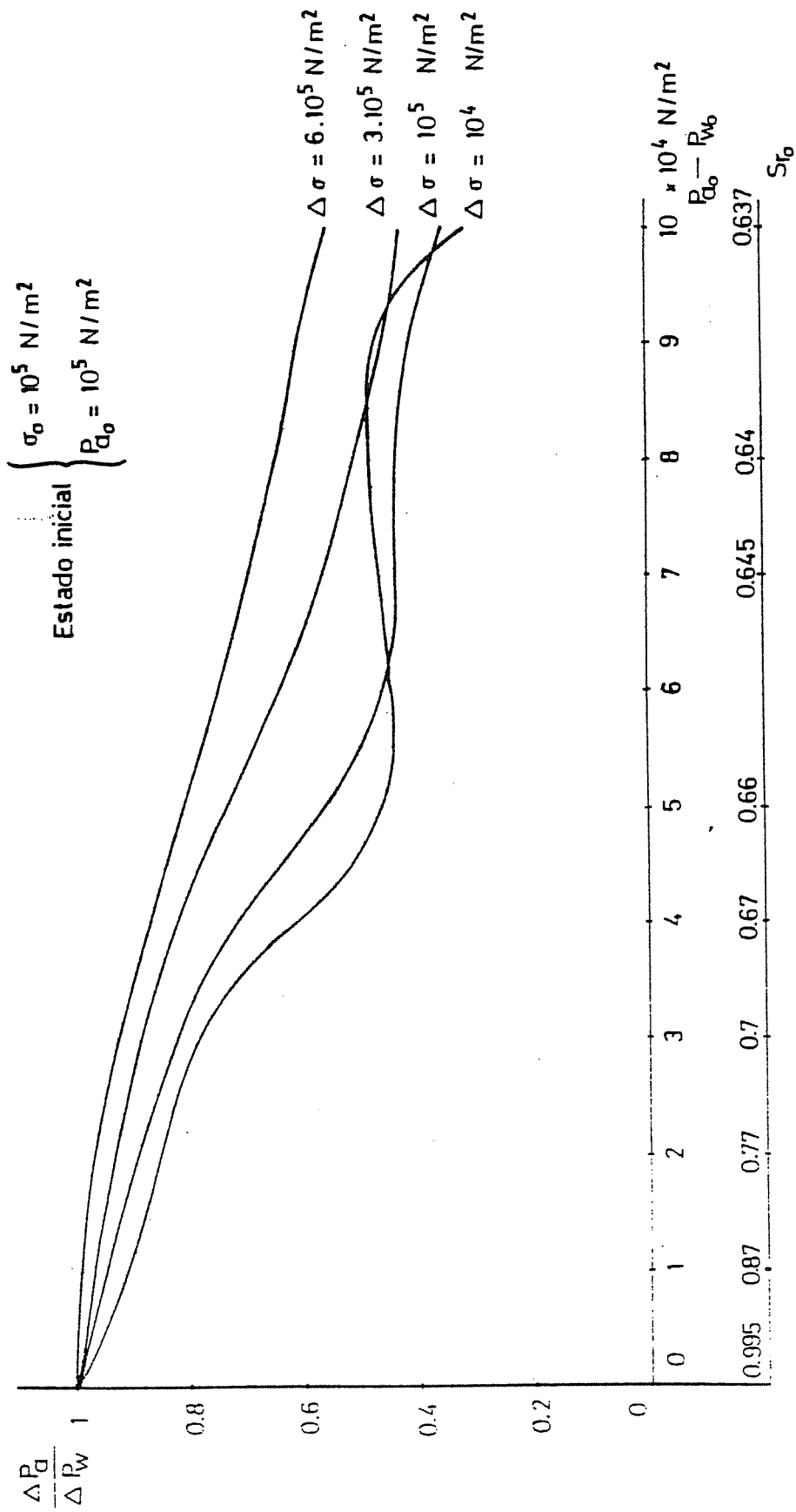


Fig 4.7.b COCIENTE ENTRE EL INCREMENTO DE PRESION DE AIRE Y EL INCREMENTO DE PRESION DE AGUA TRAS LA APLICACION DE UNA CARGA

$$\frac{n S_r}{1-n} = \text{cte.} \quad (4.40)$$

diferenciado la expresión anterior se obtiene:

$$\frac{n}{1-n} dS_r + \frac{S_r}{(1-n)^2} dn = 0 \quad (4.41)$$

Utilizando las superficies de estado 4.30 4.31

$$0 = n \left[\frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - P_2)} d(\sigma - P_2) + \frac{\partial S_r}{\partial(P_2 - P_w)} d(P_2 - P_w) \right] + \frac{S_r}{1-n} \left[\frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_2)} d(\sigma - P_2) + \frac{\partial n}{\partial(P_2 - P_w)} d(P_2 - P_w) \right] \quad (4.42)$$

De esta expresión puede encontrarse la relación que debe existir entre los incrementos de succión y de $(\sigma - P_a)$, según el grado de saturación, porosidad y las pendientes de las superficies de estado en cada dirección:

$$\frac{d(P_2 - P_w)}{d(\sigma - P_2)} = - \frac{n \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - P_2)} + \frac{S_r}{1-n} \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_2)}}{n \frac{\partial S_r}{\partial(P_2 - P_w)} + \frac{S_r}{1-n} \frac{\partial n}{\partial(P_2 - P_w)}} \quad (4.43)$$

Los valores de $\partial S_r / \partial(\sigma - P_2)$ son siempre positivos, mientras que $\partial n / \partial(\sigma - P_2)$ es siempre negativo. En el denominador $\partial S_r / \partial(P_2 - P_w)$ es siempre negativo y $\partial n / \partial(P_2 - P_w)$ es positivo cuando el suelo colapsa (cargas exteriores grandes) y es negativo cuando las cargas exteriores son pequeñas y el suelo hincha.

Dados los valores que toman los parámetros citados anteriormente, el valor de $d(P_2 - P_w) / d(\sigma - P_2)$ es negativo, ~~o sea~~ un aumento de carga exterior se traduce en una disminución de succión, cuando $S_r / (1-n) \cdot \partial n / \partial(\sigma - P_2)$ es mayor en valor absoluto que $n \partial S_r / \partial(\sigma - P_2)$. Esta disminución de succión se producirá más claramente para -- cargas exteriores pequeñas, donde $|\partial n / \partial(\sigma - P_2)|$ es máximo.

Cuando la carga exterior es grande y el suelo está relativamente seco, $\partial n / \partial(\sigma - P_a)$ disminuye en valor absoluto (el suelo se hace más rígido respecto a $\sigma - P_a$) y puede ocurrir que los valores de $\Delta(P_a - P_w) / \Delta(\sigma - P_a)$ sean nulos o incluso positivos.

La figura 4.8 muestra como a partir de presiones externas de aproximadamente $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, no se reduce la succión al aumentar la carga, incluso si la succión del suelo es mayor de $3 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$ se produce un aumento en el valor de la succión. De la figura 4.8 se desprende también que un suelo no podrá llegar a la saturación mediante la aplicación de una carga en condiciones no drenadas si la succión inicial de este suelo es suficientemente grande. ($S_{ro} < 0.8$, en el caso analizado).

En las figuras 4.9.a y 4.9.b se refleja la trayectoria seguida por el suelo al cargarlo partiendo de un estado inicial de $\sigma - P_a = 0$ y $P_a - P_w = 0.6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$. De ellos se desprende que la succión va disminuyendo mientras el suelo se deforma lo suficiente como para que se produzca un aumento del grado de saturación mayor que el debido exclusivamente al incremento de $(\sigma - P_a)$. En ese caso $|n \partial S_r / \partial(\sigma - P_a)| < |S_r / (1-n) \partial n / \partial(\sigma - P_a)|$. Al ir aumentando la carga se llega a una zona donde el suelo es lo suficientemente rígido como para que el aumento de grado de saturación debido a un incremento de $\sigma - P_a$, supere el aumento de grado de saturación producido por la pequeña deformación del suelo y en este caso la succión debe aumentar ($|n \partial S_r / \partial(\sigma - P_a)| > |S_r / (1-n) \partial n / \partial(\sigma - P_a)|$).

Hasan et al(1980) llega a la conclusión de que B_a será idéntico a B_w , cuando el cociente entre el módulo de rigidez del esqueleto sólido con respecto a cambios en $\sigma - P_a$ y el módulo de rigidez del aire libre es igual a la unidad. Esta conclusión

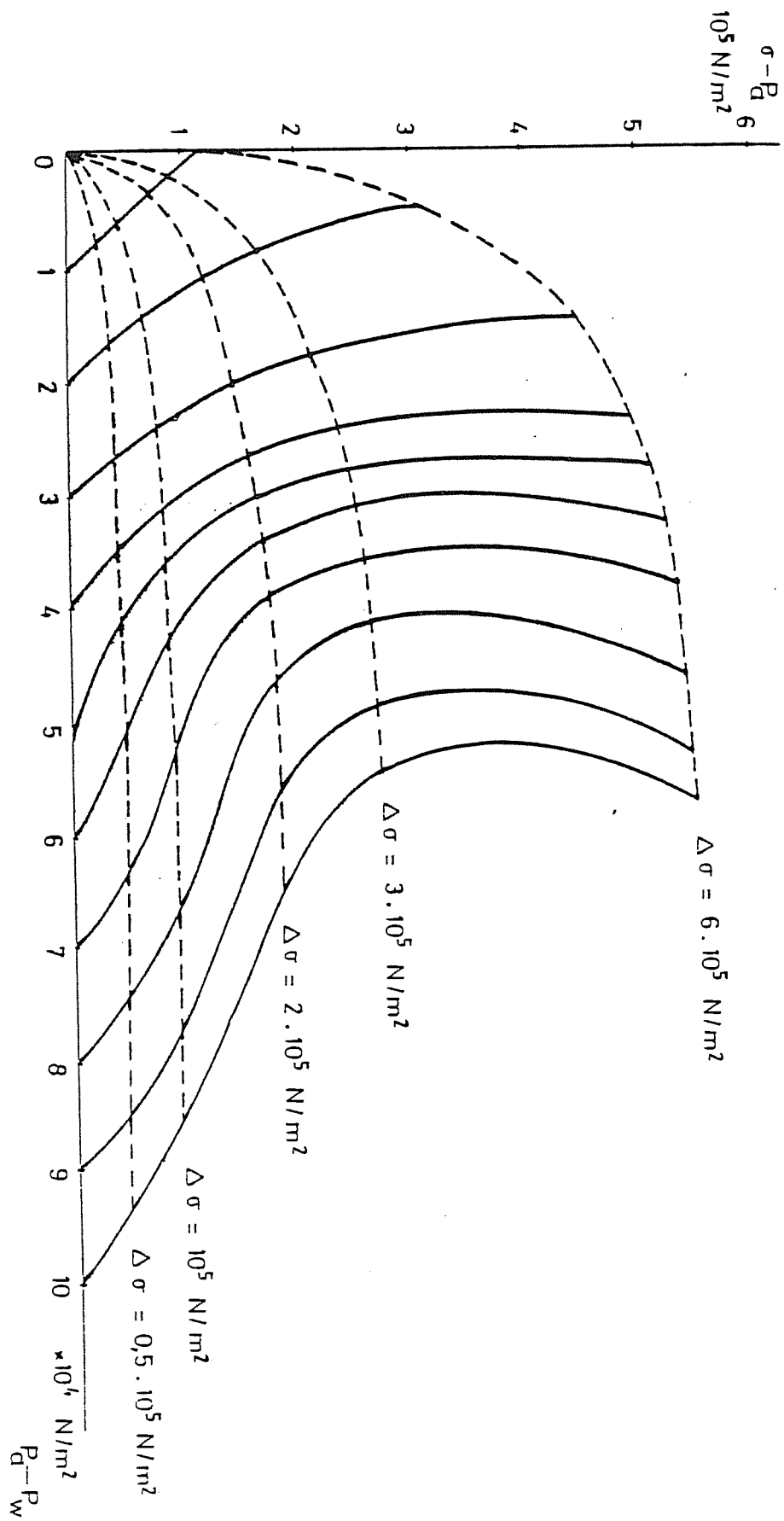


Fig 4.8 TRAVECTORIAS DE TENSIONES SEGUN DISTINTAS SUCCIONES INICIALES

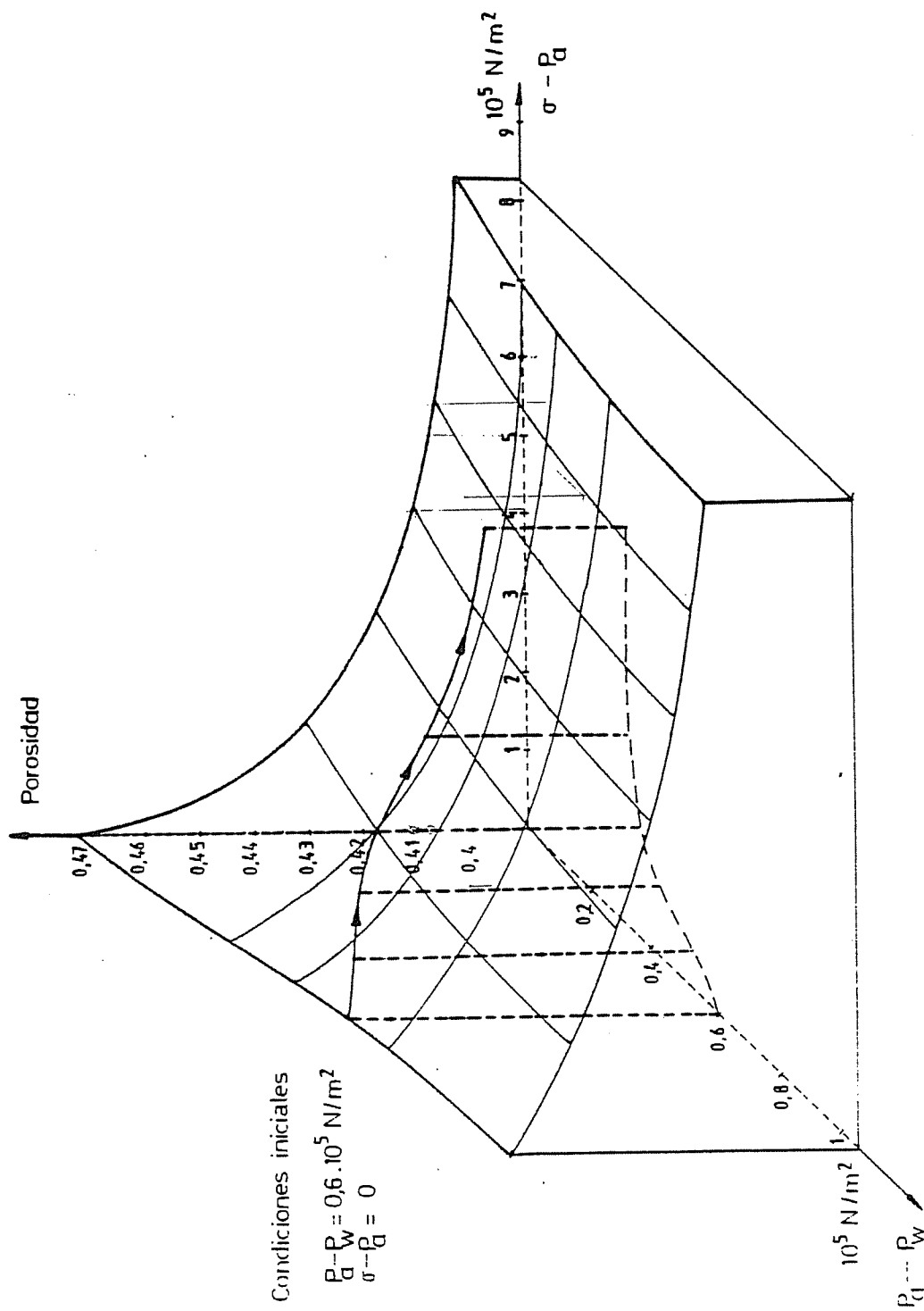
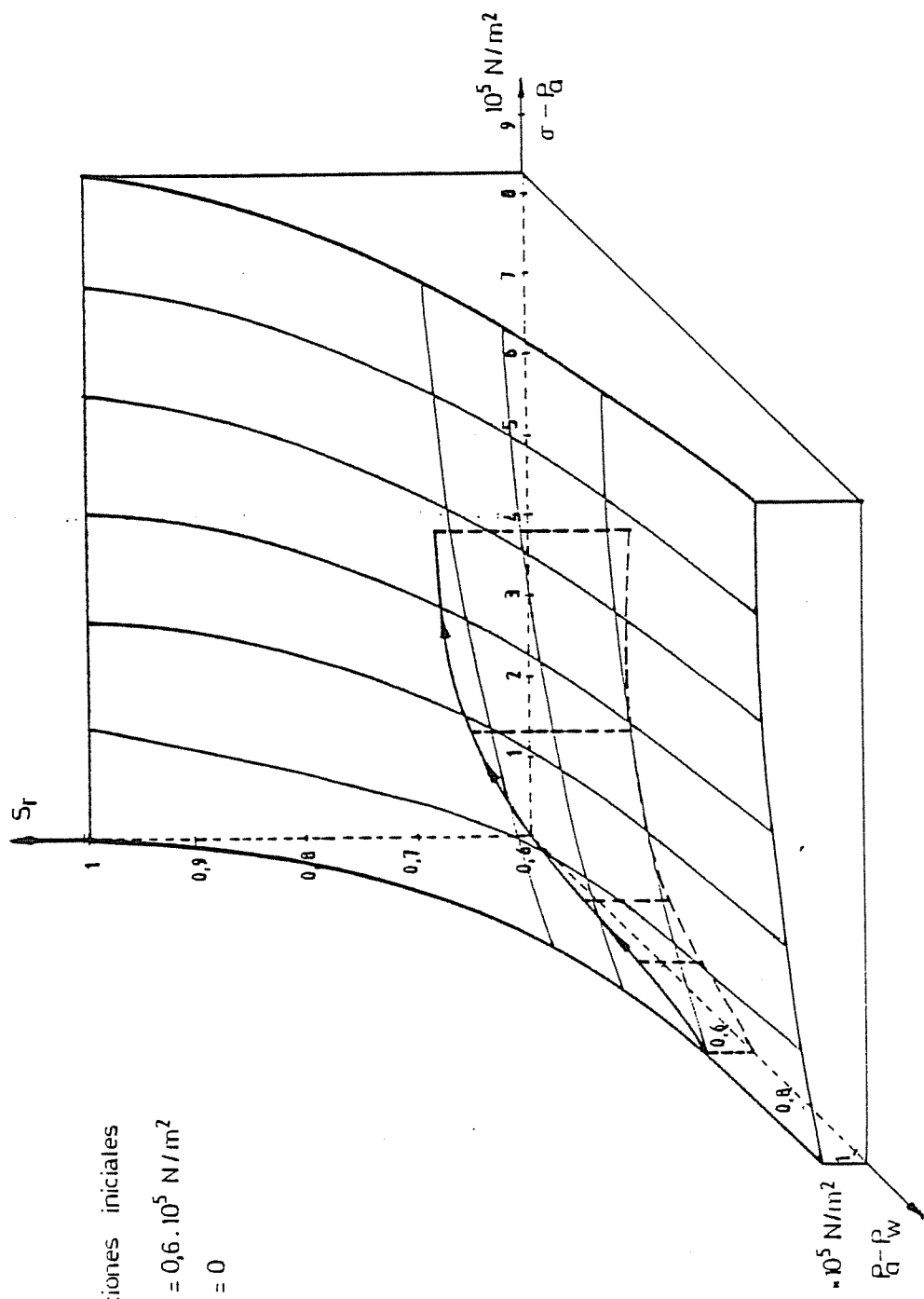


Fig 4.9.a TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD DE UN SUELO AL QUE SE APLICAN CARGAS NO DRENADAS HASTA $\Delta\sigma = 6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$



Condiciones iniciales
 $P_w - P_w = 0,6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$
 $\sigma - P_w = 0$

Fig 4.9.b CARGAS NO DRENADAS. TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE SATURACION

es consecuente con el planteamiento anterior ya que:

$$V \cdot n = V - V_s, \quad n dV + V dn = dV, \quad \frac{dV}{V} = \frac{dn}{1-n} \quad (4.44)$$

$$V_a = V n (1 - S_r), \quad dV_a = n (1 - S_r) dV + V (1 - S_r) dn - V n dS_r \quad (4.45)$$

$$\frac{dV_a}{V} = \frac{(1 - S_r)}{(1 - n)} dn - n dS_r \quad (4.46)$$

Y por tanto:

$$\frac{\frac{1}{V} \frac{\partial V_a}{\partial (\sigma - P_a)}}{\frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial (\sigma - P_a)}} = \frac{\frac{(1 - S_r)}{(1 - n)} \frac{\partial n}{\partial (\sigma - P_a)} - n \frac{\partial S_r}{\partial (\sigma - P_a)}}{\frac{1}{(1 - n)} \frac{\partial n}{\partial (\sigma - P_a)}} = (1 - S_r) - n (1 - n) \frac{\frac{\partial S_r}{\partial (\sigma - P_a)}}{\frac{\partial n}{\partial (\sigma - P_a)}} \quad (4.47)$$

La expresión 4.47 será igual a la unidad cuando el numerador de la expresión 4.43 sea nulo.

En la figura 4.10 se muestra los cambios en las presiones de agua y aire para suelos con un grado de saturación inicial del 87%, 77% y del 66%. En ella se muestra como para grados de saturación suficientemente altos mediante la aplicación de cargas puede alcanzarse la saturación y que una vez alcanzada los valores de los parámetros B tienden a la unidad. Cuando el suelo está muy seco inicialmente, se llega a un estado a partir del cual sucesivos aumentos de carga no consiguen reducir la succión del suelo. Los resultados expuestos en la figura 4.10 son análogos a los obtenidos experimentalmente por Bishop and Donald (1961).

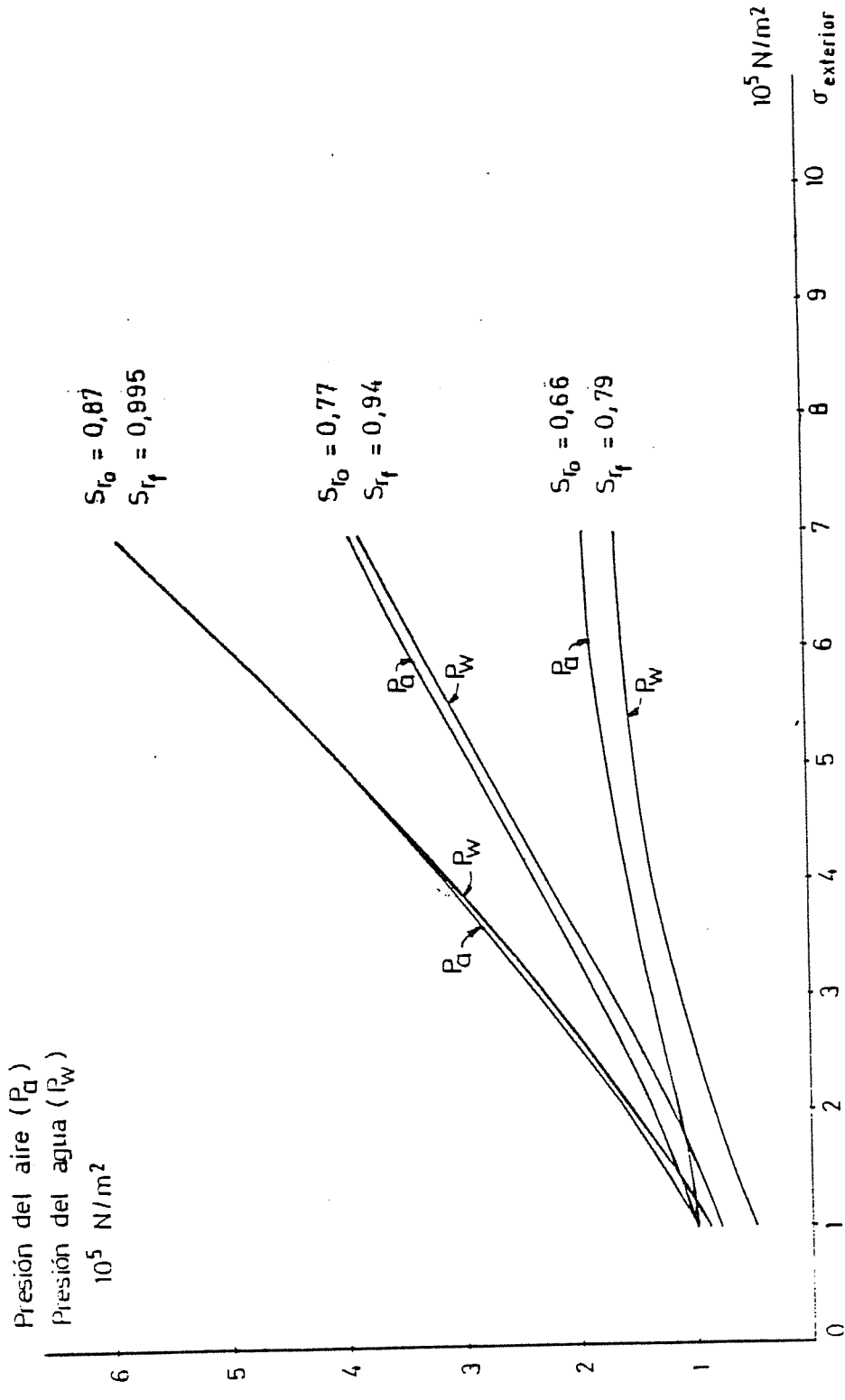


FIG 4.10 CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AGUA Y AIRE EN UN SUELO CARGADO
 A PARTIR DE VARIOS GRADOS DE SATURACION INICIALES

4.4.- DEFORMABILIDAD DEL SUELO NO SATURADO SOMETIDO A CARGAS SIN DRENAJE

Como se ha dicho la deformación sufrida por el suelo, de acuerdo con el modelo de la figura 4.1, dependerá de la compresibilidad del esqueleto y de la compresibilidad de la mezcla -- aire-agua.

Cuando el suelo esté próximo a la saturación, la deformabilidad de la mezcla aire-agua será muy pequeña y por tanto los aumentos en las presiones de aire y agua serán bastante grandes (B_a y B_w tenderán a la unidad) mientras la deformación de dicha mezcla y por tanto del suelo será pequeña, y debido a que la rigidez del esqueleto sólido es muy pequeña, éste prácticamente no entrará en carga. A medida que los grados de saturación sean -- menores, la deformabilidad de la mezcla aumentará y por tanto la deformación y la carga transmitida al esqueleto sólido será mayor. Por último cuando el suelo esté relativamente seco, la práctica totalidad de los poros estarán llenos de aire muy compresible. y por tanto la carga se transmitirá en gran medida al esqueleto sólido. Sin embargo dado que la rigidez del esqueleto va aumentando a medida que aumenta la succión, la deformación del suelo irá disminuyendo a medida que se aumente la succión inicial de éste.

La figura 4.11 muestra como existe un estado de saturación inicial para el cual la deformación unitaria es máxima, al conjugarse en ese estado que el grado de saturación es lo -- suficientemente bajo como para que la mezcla sea bastante deformable y lo suficientemente alta como para que la estructura del suelo no sea muy rígida. Este estado de saturación inicial puede calificarse de "optimo" de cara a conseguir para una carga

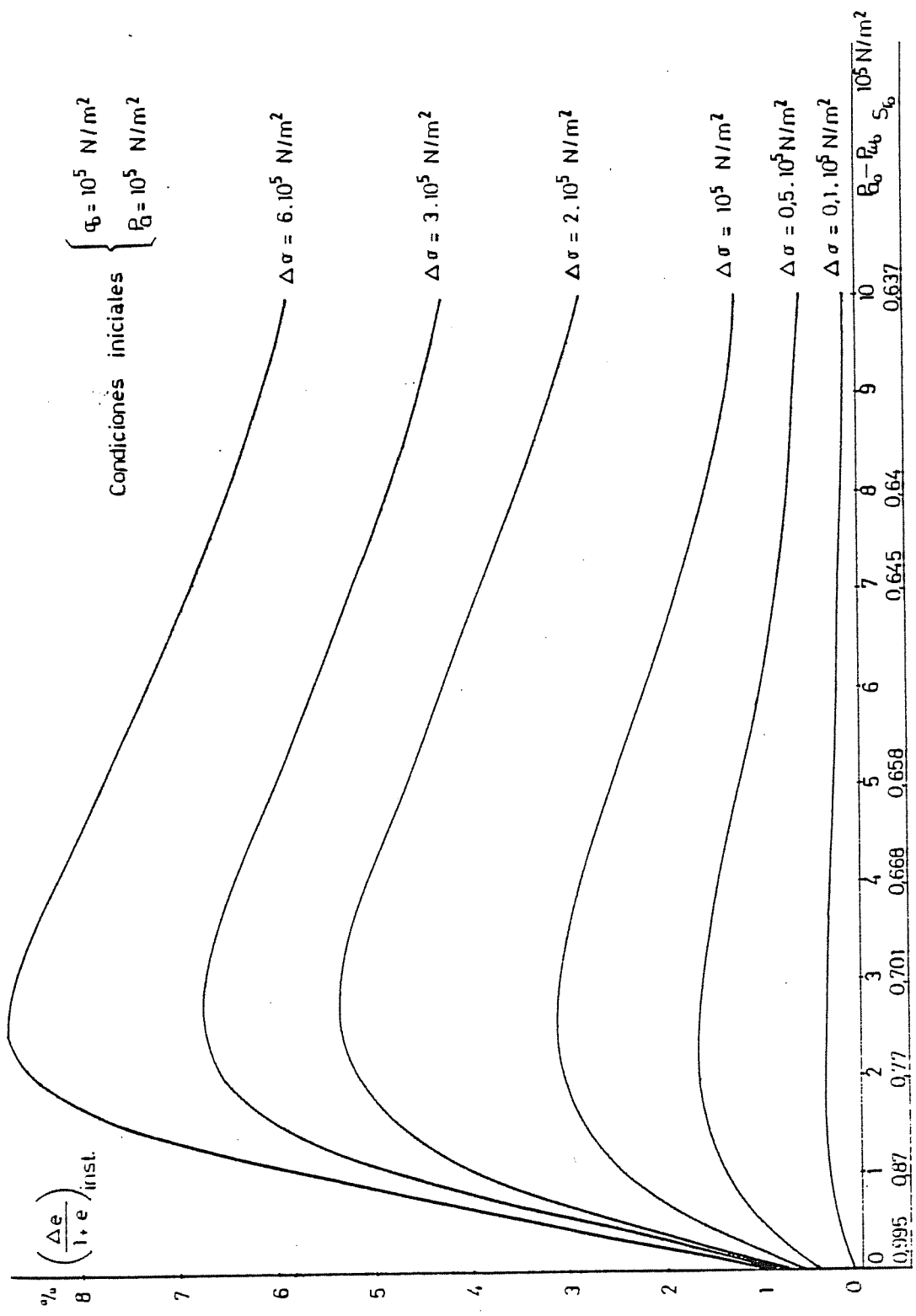


Fig 4.11 DEFORMACION UNITARIA DEL SUELO SEGUN SU SUCCION O GRADO DE SATURACION INICIAL

dada el máximo de deformación instantánea.

Evidentemente las curvas de la figura 4.11 son análogas a las que se obtienen en el ensayo Proctor de compactación dinámica y aunque no se tienen datos que lo confirmen cabe esperar que las "óptimas" para ambas curvas coincidan.

En la figura 4.12 se muestran las curvas que relacionan la deformación unitaria para una carga exterior de 2.10^5 N/m^2 . La curva a) representa la deformación producida por esta carga en condiciones no drenadas y es equivalente a la correspondiente a la figura 4.11. La curva b) representa la deformación que se produciría en condiciones drenadas ($\Delta P_a = \Delta P_w = 0$), y es la deformación que se produce cuando toda la carga externa es resistida por el esqueleto. La diferencia entre las curvas a) y b) es una medida de la carga absorbida por la mezcla aire-agua. La curva c) representa la deformación unitaria que tendría el suelo, en el caso hipotético de que el esqueleto no tuviera ninguna rigidez y todas las cargas fueran transmitidas a la mezcla aire agua ($\Delta P_a = \Delta P_w = \Delta \sigma$). La diferencia entre esta curva y la curva a) es asimismo una medida de la carga resistida por el esqueleto sólido del suelo.

La curva b) se ha obtenido a partir de las superficies de estado, considerando trayectorias en las cuales $\Delta P_a = \Delta P_w = 0$. La curva c) se ha obtenido a través de la expresión resultante de la ecuación 4.16

$$\frac{1}{V} \Delta V = n_o \left\{ (1-H) S_{r_o} [1 + C_w (P_w - P_{w_o})] + \frac{P_{a_o}}{P_a} (1 - S_{r_o} + H S_{r_o}) \right\} \quad (4.48)$$

Para unos incrementos de presión de aire y agua dados, esta deformación unitaria es una función exclusiva de n_o, S_{r_o} y

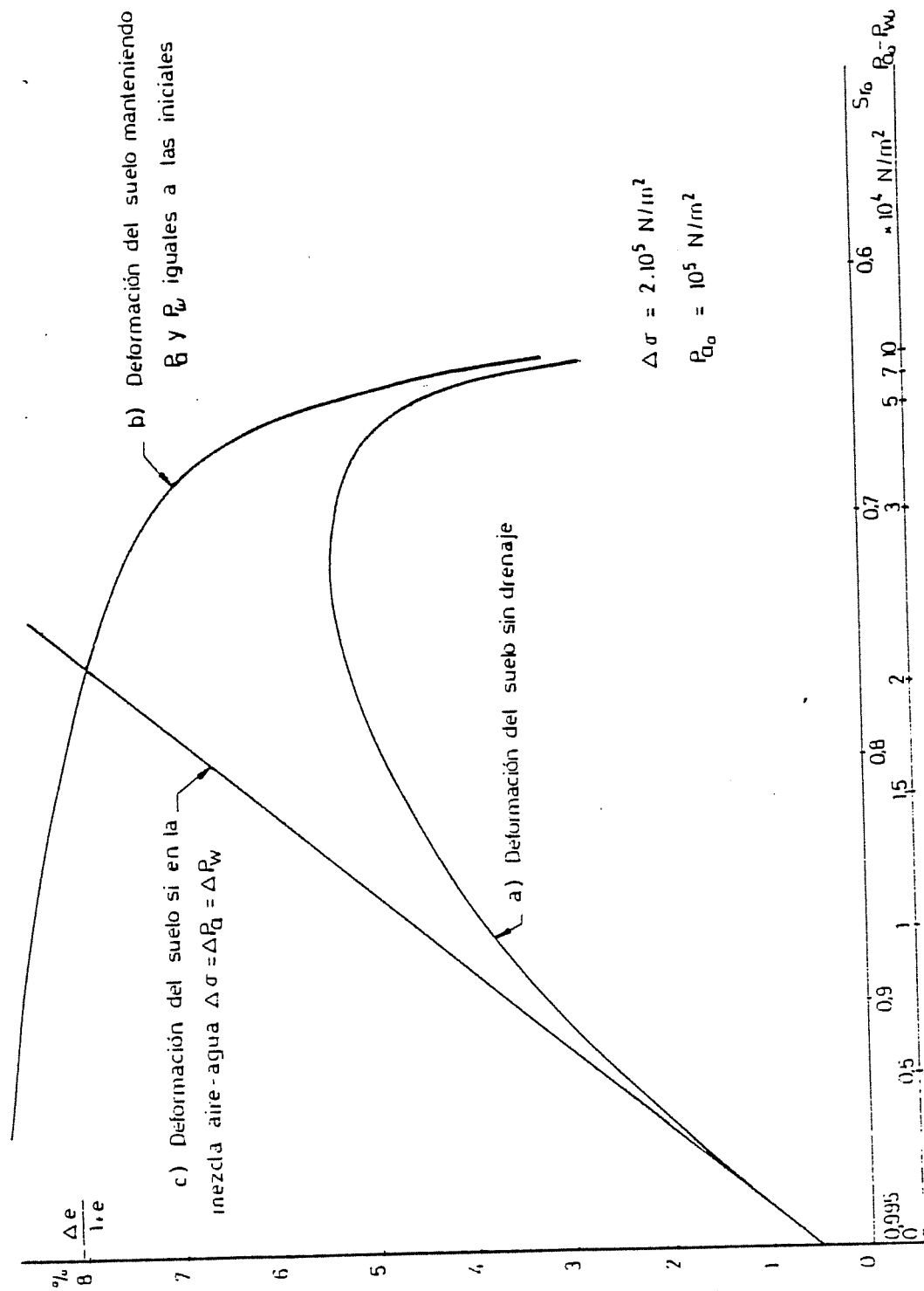


Fig 4.12 DEFORMACION DEL SUELO. a).- SIN DRENAJE b).- SIN CAMBIOS EN LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA c).- CON $\Delta P_a = \Delta P_w = \Delta \sigma$

Pao. Dado que Pao es la misma en cualquier estado inicial y n_o variará poco, la representación grafica de la expresión 4.48 -- tenderá a ser una recta.

Como puede observarse para grados de saturación menores de 0.9 empieza a tener importancia el efecto de la estructura sólida del suelo y éste efecto es preponderante para grados de saturación menores de 0.7 de ahí la necesidad tener en cuenta las propiedades de la matriz sólida cuando se esté trabajando con suelos no muy próximos a la saturación. Para suelos con grados de saturación mayores que 0.9, puede suponerse que en condiciones no drenadas el efecto de la estructura es despreciable y que la compresibilidad del suelo es la debida a la compresibilidad de la mezcla aire-agua. Los valores de grados de saturación mencionados representan solo un orden de magnitud y evidentemente variarán en función de las características tenso-deformacionales del suelo.

Por otra parte estudiando las trayectorias sobre las superficies de estado, se puede conocer como va evolucionando la deformabilidad del suelo a medida que va aumentando la carga exterior en condiciones no drenadas. La figura 4.13 muestra esta evolución para succiones iniciales de 1, 2, 5 y $8 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$.

Para suelos bastante secos y para cargas pequeñas se -- produce una cierta disminución de la rigidez al aumentar la -- carga, debido al efecto de reblandecimiento que produce la fuerte disminución de la succión observada en la figura 4.8.

La deformabilidad del suelo puede expresarse en términos de la variación de la porosidad respecto a la carga exterior:

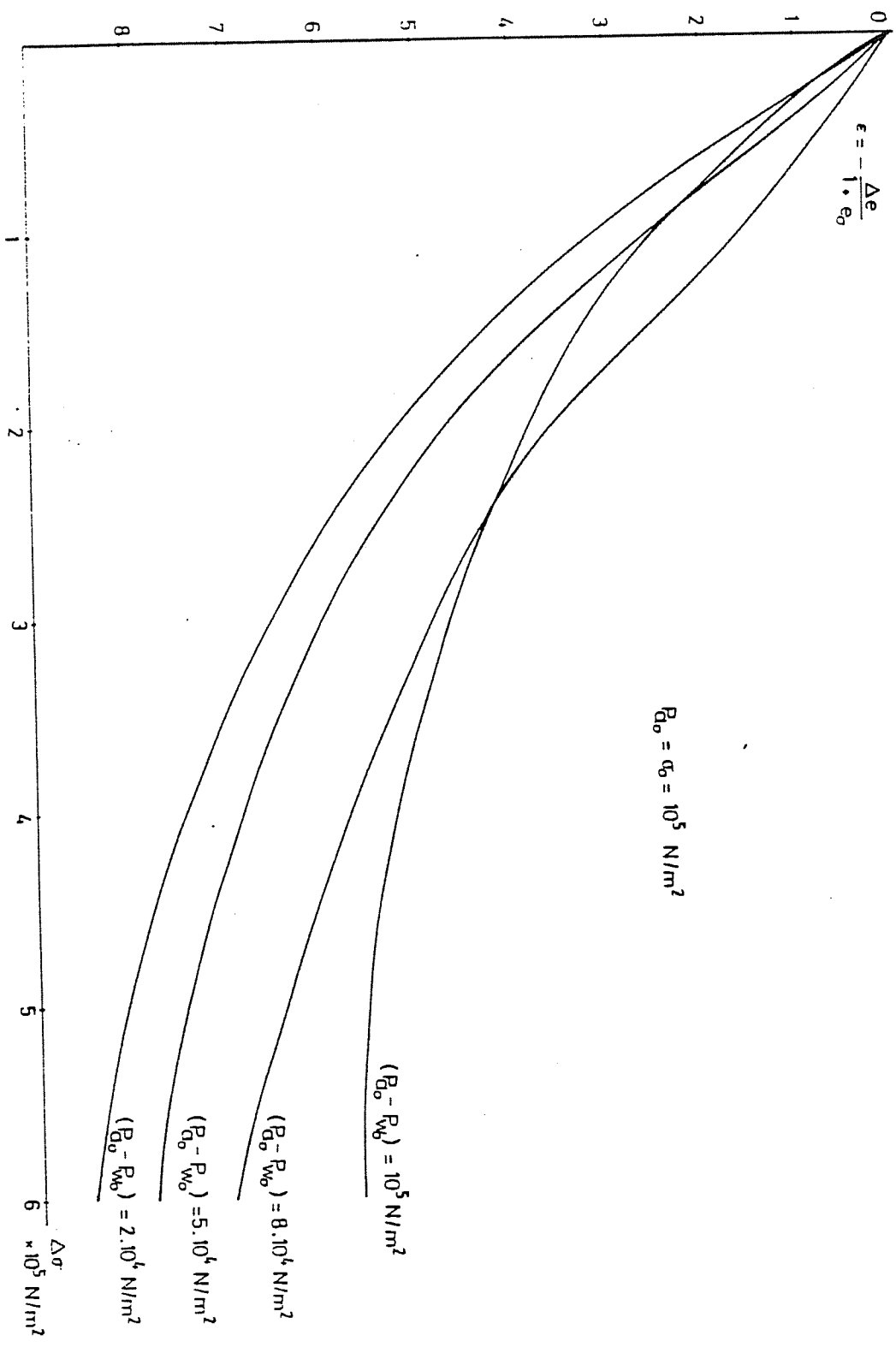


Fig 4.13 CURVAS CARGA EXTERNA - DEFORMACION UNITARIA PARA DISTINTAS SUCCIONES INICIALES

$$\frac{dn}{d\sigma} = \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} \left(1 - \frac{\partial P_a}{\partial \sigma}\right) + \frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} \left(\frac{\partial P_a}{\partial \sigma} - \frac{\partial P_w}{\partial \sigma}\right) \quad (4.49)$$

Haciendo uso de los parámetros B_a y B_w :

$$\frac{dn}{d\sigma} = \frac{\partial n}{\partial(\sigma - P_a)} (1 - B_a) - \frac{\partial n}{\partial(P_a - P_w)} (B_w - B_a) \quad (4.50)$$

En la zona donde el suelo colapsa $\partial n / \partial (P_a - P_w)$ es positivo, mientras en la zona donde el suelo hincha $\partial n / \partial (P_a - P_w)$ es negativo, pero en esa zona $\partial n / \partial (\sigma - P_a)$ tiene un valor absoluto grande y por tanto $d_n / d\sigma$ será negativo también en dicha zona, aunque su valor absoluto sea menor al de $\partial n / \partial (\sigma - P_a)$. Cabe por lo tanto esperar en cualquier caso disminuciones en la porosidad al aumentar la carga externa, tal como se refleja en 4.13.

4.5.- VARIACION EN EL GRADO DE SATURACION TRAS LA CARGA EN CONDICIONES NO DRENADAS

Las variaciones del grado de saturación vendrán dadas en términos de B_a y B_w por:

$$\frac{dS_r}{d\sigma} = \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - P_a)} (1 - B_a) - \frac{\partial S_r}{\partial(P_a - P_w)} (B_w - B_a) \quad (4.51)$$

Dado que $\partial S_r / \partial (\sigma - P_a)$ es siempre positivo y $\partial S_r / \partial (P_a - P_w)$ es siempre negativo, $d S_r / d \sigma$, será siempre positivo y el grado de saturación aumentará siempre al aumentar la carga exterior.

En la figura 4.14 se muestra la evolución del grado de saturación con el aumento de la magnitud de la carga no drenada, para suelos en las mismas condiciones iniciales que las indica-

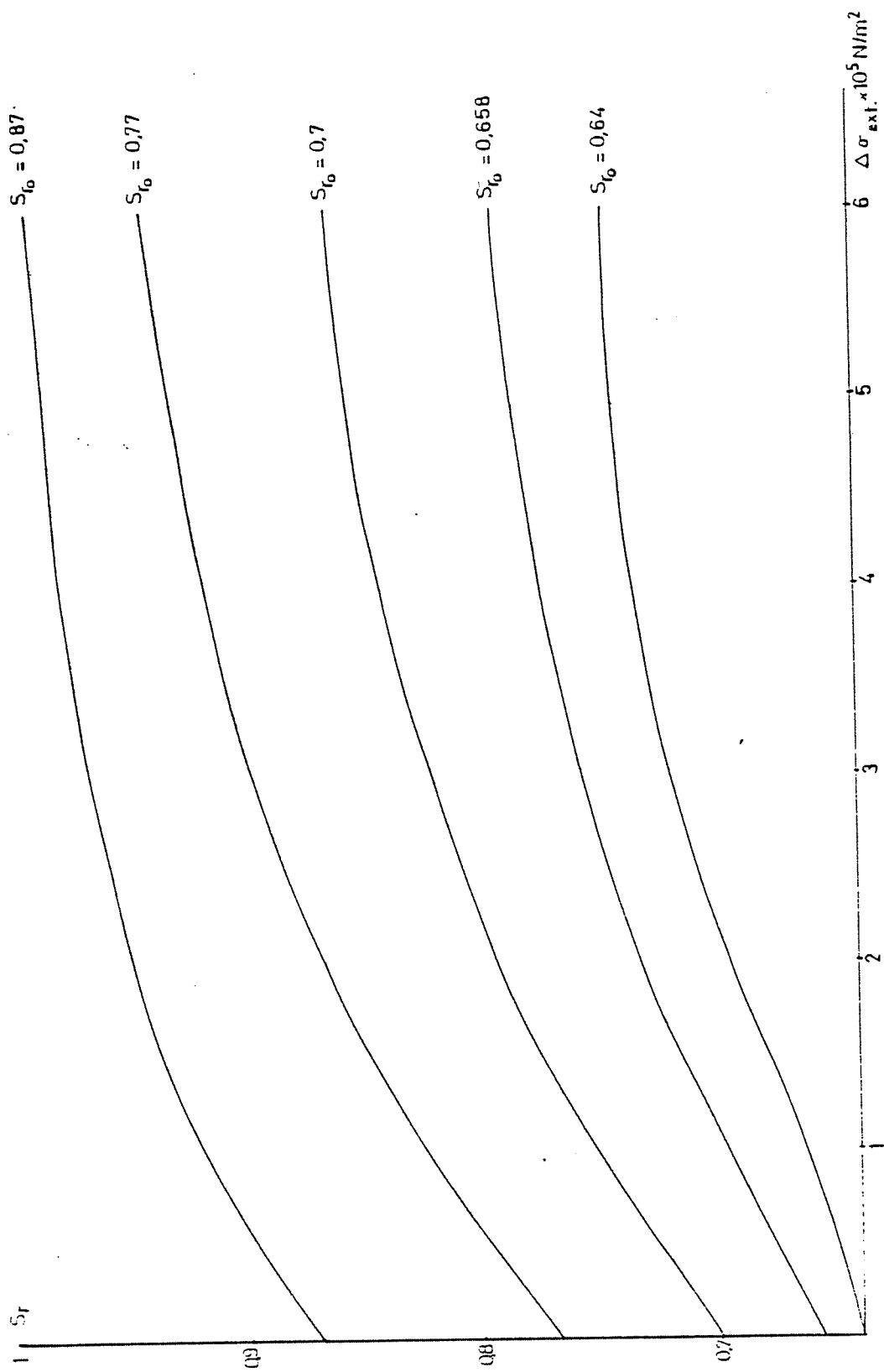


Fig 4.14 EVOLUCION DEL GRADO DE SATURACION AL AUMENTAR LA CARGA NO DRENADA

das para los de la figura 4.13. Como se ha mencionado en el apartado 4.3 los aumentos del grado de saturación serán pequeños -- cuando el suelo esté sometido a cargas exteriores grandes en -- condiciones de saturación baja.

Los incrementos de grados de saturación serán máximos para una zona de grados de saturación intermedios que coincide con la zona donde los cambios volumétricos eran máximos. ($S_r \approx 0.7$). Para un grado de saturación inicial de 0'87, se consigue un incremento de S_r de 0'12 tras la aplicación de una carga de $6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ en condiciones no drenadas, para un grado de saturación inicial de 0'64 el aumento es de 0'11, mientras que para un grado de saturación inicial de 0.7 el aumento es de 0'17.

Este hecho está de acuerdo con los ensayos de compactación a gran escala llevados a cabo por Franceschina et al. (1974), mostrados en la figura 4.15. Como puede observarse la eficacia de la compactación aumenta con el grado de saturación hasta alcanzar un máximo (en el caso de la figura 4.15 para $w = 5.2\%$) a partir del cual el rendimiento es menor. Aunque el fenómeno de la compactación dinámica difiera del de la aplicación de una -- carga estática estudiado en este capítulo, es de resaltar, en este caso, la semejanza de comportamiento cualitativo del suelo.

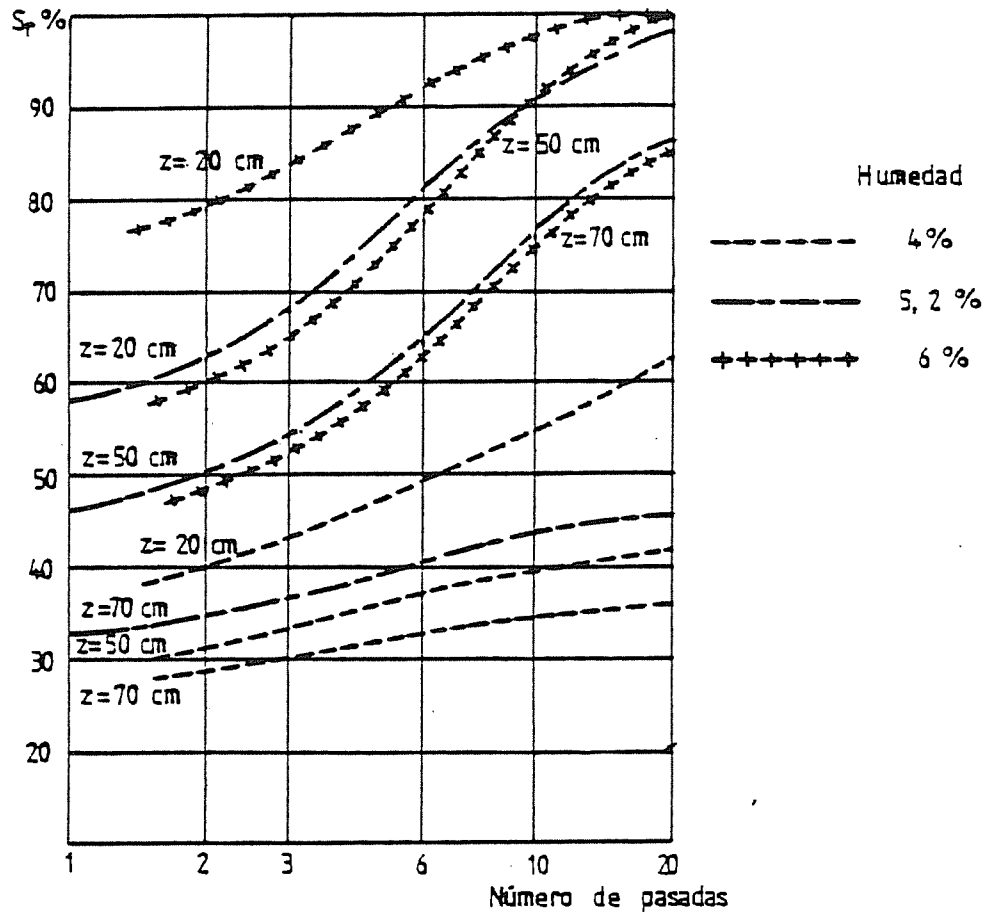


Fig 4.15 VARIACION DEL GRADO DE SATURACION SEGUN LA ENERGIA DE COMPACTACION PARA VARIAS HUMEDADES INICIALES Y PROFUNDIDADES SEGUN FRANCESCHINA ET AL.(1974)

5.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este capítulo se ha estudiado la respuesta del suelo no saturado frente a la aplicación de cargas en ausencia de drenaje.

A partir de las ecuaciones de conservación de la masa de aire y de agua, se han derivado las ecuaciones que rigen el cambio de volumen de la mezcla aire-agua en el interior del suelo. Estas ecuaciones conducen a la siguiente expresión para la compresibilidad del suelo:

$$-\frac{1}{V} \frac{dV}{d\sigma} = n_o \left\{ -(1-H) S_{r_o} C_w \frac{dP_w}{d\sigma} + \frac{P_{a_o}}{P_a^2} (1-S_{r_o} + H S_{r_o}) \frac{dP_a}{d\sigma} \right\} \quad (4.52)$$

Los términos $dP_w/d\sigma$ y $dP_a/d\sigma$ dependen de las condiciones iniciales del suelo y del comportamiento tenso-deformacional del esqueleto sólido. Por ello la expresión anterior resulta incompleta para suelos parcialmente saturados. Si estos términos se supone que valen la unidad, la expresión anterior proporciona valores de compresibilidad análogos a los obtenidos por diversos autores.

Para resolver el problema planteado se ha hecho uso del concepto de "superficie de estado", en el sentido de que si los procesos de carga y saturación son monotónicos, la porosidad y el grado de saturación de un suelo son únicos para cada pareja de valores de $\nabla - P_a$ y $P_a - P_w$, (en caso de carga isotrópica, ó en condiciones de deformación lateral nula). Por lo tanto pueden establecerse dos ecuaciones con dos incógnitas (P_a y P_w), si se considera la necesidad de que la porosidad y el grado de saturación en el estado final que se obtienen de expresiones basadas

en las ecuaciones de conservación de masa mencionadas, sean compatibles con las superficies de estado respectivas del suelo.

Para resolver el sistema de ecuaciones no lineales se ha empleado el método de Newton-Raphson. Una vez calculadas las presiones de aire y agua, a través de las superficies de estado, pueden conocerse el grado de saturación, la porosidad y por tanto la deformación final.

Este método se ha aplicado al suelo cuyas superficies de estado se han tomado igual a las obtenidas por Matyas and Radhakrishna (1968). Aunque los resultados numéricos no son generalizables, a través de ellos pueden establecerse pautas generales de comportamiento del suelo no saturado frente a cargas isotrópicas o en condiciones de deformación lateral nula en ausencia de drenaje, que conducen a las siguientes conclusiones:

1. Los valores de $\Delta P_a / \Delta \sigma$ y $\Delta P_w / \Delta \sigma$, que valen la unidad para suelos saturados decrecen rápidamente a medida que disminuye el grado de saturación inicial. Y aumentan a medida que aumenta la magnitud de la carga aplicada, siempre que la succión inicial no sea muy alta.
2. Para un suelo inicialmente descargado, si bien $\Delta P_w / \Delta \sigma$ es siempre mayor que $\Delta P_a / \Delta \sigma$, las diferencias son pequeñas para una amplia gama de grados de saturación ($\Delta P_a / \Delta P_w > 0.8$ para $Sr_o > 0.7$).
3. Los incrementos de $(\nabla - Pa)$ y $(Pa - Pw)$ están relacionados por la siguiente expresión:

$$\frac{d(P_a - P_w)}{d(\sigma - P_a)} = - \frac{n \frac{\partial S_r}{\partial (\sigma - P_a)} + \frac{S_r}{1-n} \frac{\partial n}{\partial (\sigma - P_a)}}{n \frac{\partial S_r}{\partial (P_a - P_w)} + \frac{S_r}{1-n} \frac{\partial n}{\partial (P_a - P_w)}} \quad (4.53)$$

Para la mayor parte de las situaciones un aumento de carga produce una disminución de la succión. Sin embargo para suelos con una carga previa importantes y muy secos, el suelo es lo suficientemente rígido como para que el aumento de grado de saturación sea muy pequeño (para conservar la humedad inicial) y si el aumento de grado de saturación debido al aumento de $(\sigma - P_a)$ en la superficie de estado de la saturación se iguala al producido por la deformación del suelo,

$$\left| n \frac{\partial S_r}{\partial (\sigma - P_a)} \right| = \left| \frac{S_r}{1-n} \frac{\partial n}{\partial (\sigma - P_a)} \right| \text{ la succión no podrá}$$

disminuir.

Si el suelo no está cargado, la succión final tras la carga siempre es menor que la inicial, siendo la variación mayor cuanto más seco estaba el suelo inicialmente si las cargas no son muy grandes.

4. La deformabilidad del suelo parcialmente saturado depende de la magnitud relativa de las deformabilidades del esqueleto sólido y de la mezcla aire-agua. En función del grado de saturación cabe distinguir tres zonas:

- a) El grado de saturación es lo suficientemente alto como para que la mezcla aire-agua sea mucho más rígida que el esqueleto sólido. En este caso, la de-

formabilidad de la mezcla rige en gran parte el comportamiento del suelo y la expresión 4.48 puede ser utilizada para reflejarlo.

- b) Para grados de saturación menores que 0'9, la deformabilidad de la mezcla ha aumentado lo suficiente como para que sea comparable a la del esqueleto sólido. La deformabilidad del suelo aumentará y no puede ser utilizada la expresión 4.48 para su análisis.
- c) Para grados de saturación muy bajos, el volumen de aire en los poros es lo suficientemente grande para que la deformabilidad de la mezcla aire-agua sea prácticamente la del aire y por lo tanto su rigidez sea casi nula. En esta situación, la deformabilidad del suelo es la correspondiente a la del esqueleto sólido y los cambios de presión de aire y agua son relativamente pequeños.

5. Como consecuencia de lo anterior existe un grado de saturación inicial "optimo", para el cual la deformación del suelo y el cambio en el grado de saturación son máximos. Este máximo está situado en la zona en la que la deformación que tendría el suelo si la mezcla resistiese toda la carga externa, es igual a la que se produciría si la carga fuera resistida en su totalidad por el esqueleto sólido ($\Delta P_a = \Delta P_w = 0$).

CAPITULO V

APLICACIONES DE LOS MODELOS DRENADOS Y NO DRENADOS A CASOS TIPICOS.

1.- INTRODUCCION.

2.- RELACIONES Y PARAMETROS USADOS EN LOS EJEMPLOS DE UTILIZACION DEL MODELO.

2.1.- SUPERFICIES DE ESTADO.

2.2.- PERMEABILIDAD DEL AGUA.

2.3.- PERMEABILIDAD DEL AIRE.

3.- CONSOLIDACION SATURADA.

4.- ~~IMBIBICION~~.

5.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA.

6.- COLAPSO.

7.- GENERACION DE PRESIONES POR ACUMULACION DE CAPAS DE SUELO.

7.1.- INTRODUCCION.

7.2.- METODO DE CALCULO DE ASIENTOS Y PRESIONES.

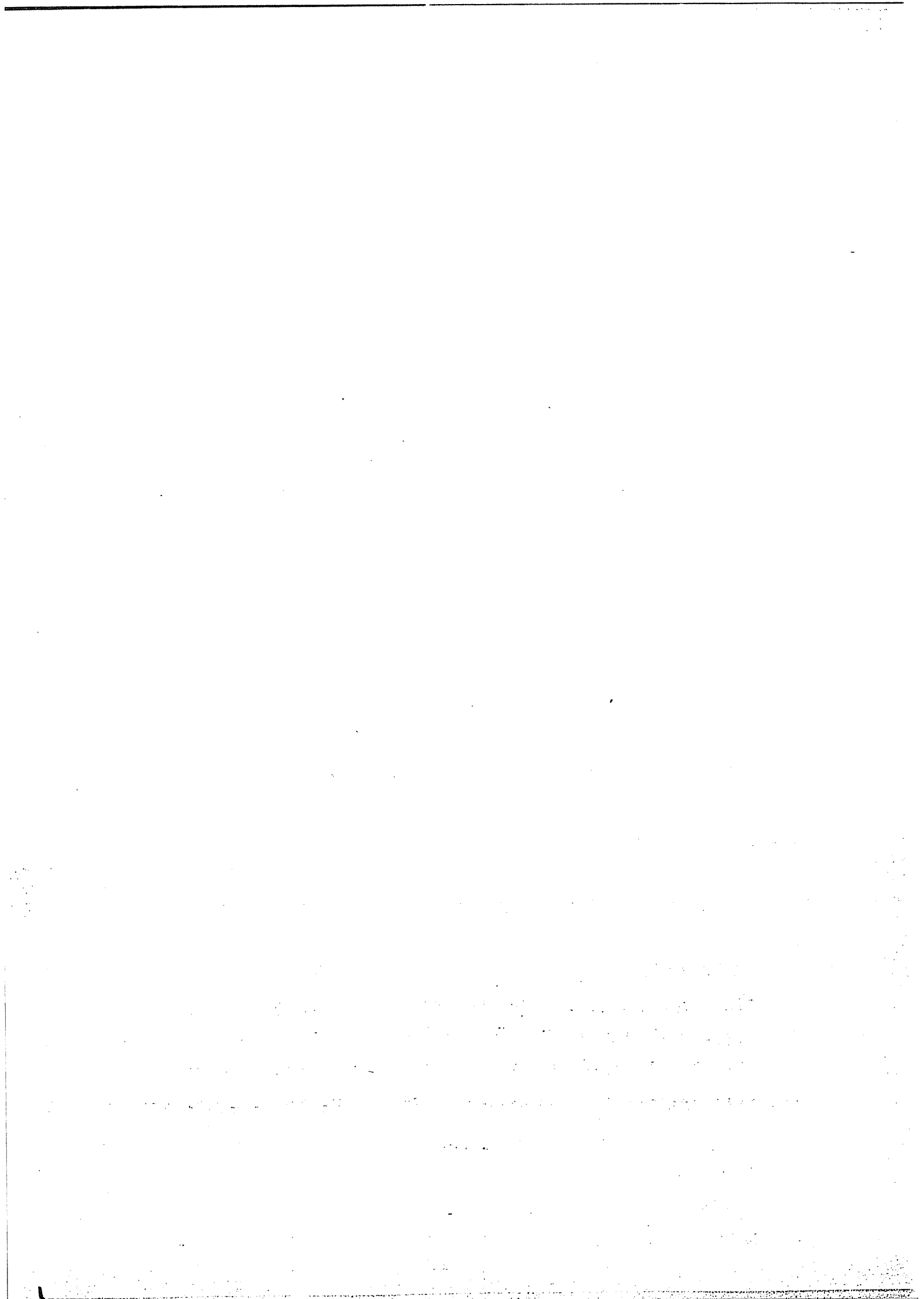
7.3.- RESULTADOS.

8.- INFILTRACION CON DEFORMACION NULA. PRESION DE HINCHAMIENTO.

8.1.- METODO DE CALCULO.

8.2.- RESULTADOS.

9.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.



1.- INTRODUCCION.

En este capítulo se aplican los modelos de comportamiento del suelo en condiciones drenadas y no drenadas desarrollados en los dos capítulos precedentes a una serie de casos particulares que usualmente son estudiados desde perspectivas distintas y usando métodos de análisis y cálculo específicos para cada uno de ellos. En este capítulo se da a todos los casos un tratamiento unitario que refleja la potencialidad del modelo para estudiar de una manera conjunta diversos aspectos del comportamiento del suelo parcialmente saturado.

En primer lugar se aplica el modelo de comportamiento drenado del suelo al caso particular del suelo con succión - inicial nula en todos sus puntos, que constituye el caso clásico de la consolidación del suelo saturado.

Posteriormente se estudia el fenómeno de la imbibición, o sea el proceso de saturación del suelo bajo carga constante, estudiado profusamente como caso clásico del flujo de agua en suelo no saturado, aunque sin tener en cuenta la deformación del suelo. El fenómeno del colapso es un caso particular del de la imbibición cuando el suelo tiene una estructura potencialmente inestable y la carga aplicada es lo suficientemente grande como para que se puedan romper los enlaces estructurales.

Se estudiará también el caso de la deformación no drenada y posterior "consolidación" de suelo parcialmente saturado, - partiendo de diversas condiciones de saturación iniciales.

Otro problema abordable mediante la utilización del - modelo es el de la generación de presiones y asentos en la construcción de un terraplén teniendo en cuenta que los suelos compactados son siempre suelos no saturados. El problema está resuelto mediante la superposición de capas y la modificación del modelo para introducir el peso propio como carga.

Por último se estudia el caso de la generación de la llamada presión de hinchamiento cuando el suelo se satura en - condiciones de deformación controlada. Para ello es necesario introducir en el modelo el hecho de que la deformación en el contorno del suelo es nula y la carga aplicada es variable y desconocida. La aplicación del método de Newton permite introducir un algoritmo relativamente simple para el cálculo de la presión exterior en cada instante.

Dado el carácter muy no lineal de las relaciones entre los distintos parámetros que aparecen en juego no ha sido posible realizar un estudio adimensional de los distintos casos estudiados, por lo que los modelos se han aplicado a un tipo de suelo concreto y los resultados son difícilmente generalizables desde el punto de vista cuantitativo aunque desde el punto de vista cualitativo permiten extraer pautas de comportamiento del suelo no saturado en general.

2.- RELACIONES Y PARAMETROS USADOS EN LOS EJEMPLOS DE UTILIZACION DEL MODELO.

A continuación se expone brevemente el valor de los parámetros necesarios para el uso del modelo. Los valores numéricos se han elegido de acuerdo con valores obtenidos por diversos autores para las distintas propiedades del suelo. De entre los resultados publicados se han elegido aquellos que definen propiedades que puedan corresponder a un mismo tipo de suelo, concretamente a un limo arcilloso con poca plasticidad. Los parámetros que se introducen en el modelo para representar el comportamiento del suelo, como se ha mencionado en el capítulo III, son los que definen las superficies de estado de saturación y porosidad y las que definen el valor de la permeabilidad del aire y del agua según el grado de saturación y porosidad.

Por otra parte el modelo hace uso de una serie de constantes físicas que no dependen del tipo de suelo tales como la constante de Henry, la compresibilidad del aire y del agua, la viscosidad del aire, etc.

2.1.- SUPERFICIES DE ESTADO.

Como representativas del comportamiento del tipo de suelo utilizado en los ejemplos siguientes se han elegido las superficies de estado encontradas por Matyas and Radhakrishna (1968). El suelo al cual pertenecen estas superficies estaba compuesto por un 20% de caolín y un 80% de polvo de cuarzo, la granulometría de la mezcla resultó ser la de un limo con un 15% de materia arcillosa. (ϕ partículas \leq 0,002 mm.). El límite

líquido era de 29, el plástico de 25 y el peso específico de las partículas de $2,63 \text{ gr/cm}^3$.

Estas superficies son las mismas que se han utilizado en el capítulo anterior y están representadas por las figuras - 4.3.a y 4.3.b.

De la superficie de estado correspondiente a la porosidad se deduce que el material resultante de la mezcla mencionada no presenta tendencia excesiva al hinchamiento (salvo en caso de saturación sin carga exterior, y aún en ese caso la magnitud del hinchamiento es pequeña). Puede apreciarse sin embargo que la saturación del suelo bajo cargas mayores que 10^5 N/m^2 conduce a fenómenos de colapso.

Para la utilización en el modelo se han discretizado las superficies de estado en una malla de 35 puntos, correspondientes a 7 valores de $(\sigma - Pa)$ y 5 valores de la succión. - Esta malla está representada en las figuras 4.3.a y 4.3.b.

El programa de cálculo utilizado interpola el valor de las superficies de estado mediante el método de las "splines" (Ahlberg et al. 1967). Apoyándose en la red de 35 puntos base. El método de las splines tiene la ventaja de que proporciona valores muy precisos de las derivadas de la función interpolada. Anteriormente este método ha sido usado satisfactoriamente por Desai (1971) para representar las relaciones no lineales de - tensión deformación en suelos.

En el caso de que los valores obtenidos en la experimentación no sean suficientemente fiables podría utilizarse el

el método de los mínimos cuadrados para ajustar unas superficies de estado, definidas analíticamente "a priori". Sin embargo no existen en la actualidad aparentemente bases firmes para esta definición analítica.

2.2.- PERMEABILIDAD DEL AGUA.

La permeabilidad del agua depende fundamentalmente para un tipo de suelo dado de la porosidad y del grado de saturación. En este análisis se ha tomado una variación del tipo:

$$K_W(e, S_r) = K_{rW}(S_r) K_W(e, 1) \quad (5.1)$$

La función K_{rW} vale 0 para $S_r = 0$ y 1 para $S_r = 1$. En este caso se ha tomado para K_{rW} una variación como la representada en la figura 5.1.a. (Neuman (1973)). Esta curva es con alguna pequeña variación en las proximidades del punto $S_r = 1$ la mostrada en Bear (1972) y se ajusta bastante bien a la cúbica:

$$K_{rW} = \left(\frac{S_r - S_{wo}}{1 - S_{wo}} \right)^3 \quad (5.2)$$

Esta última ecuación fué derivada teóricamente por Irmay (1954) y según Bear (1972) está de acuerdo con resultados obtenidos ensayando suelos con tamaño de grano bastante uniforme.

La curva mostrada en la figura 5.1.a. se ha introducido en el cálculo numérico mediante la utilización de la interpolación por "splines".

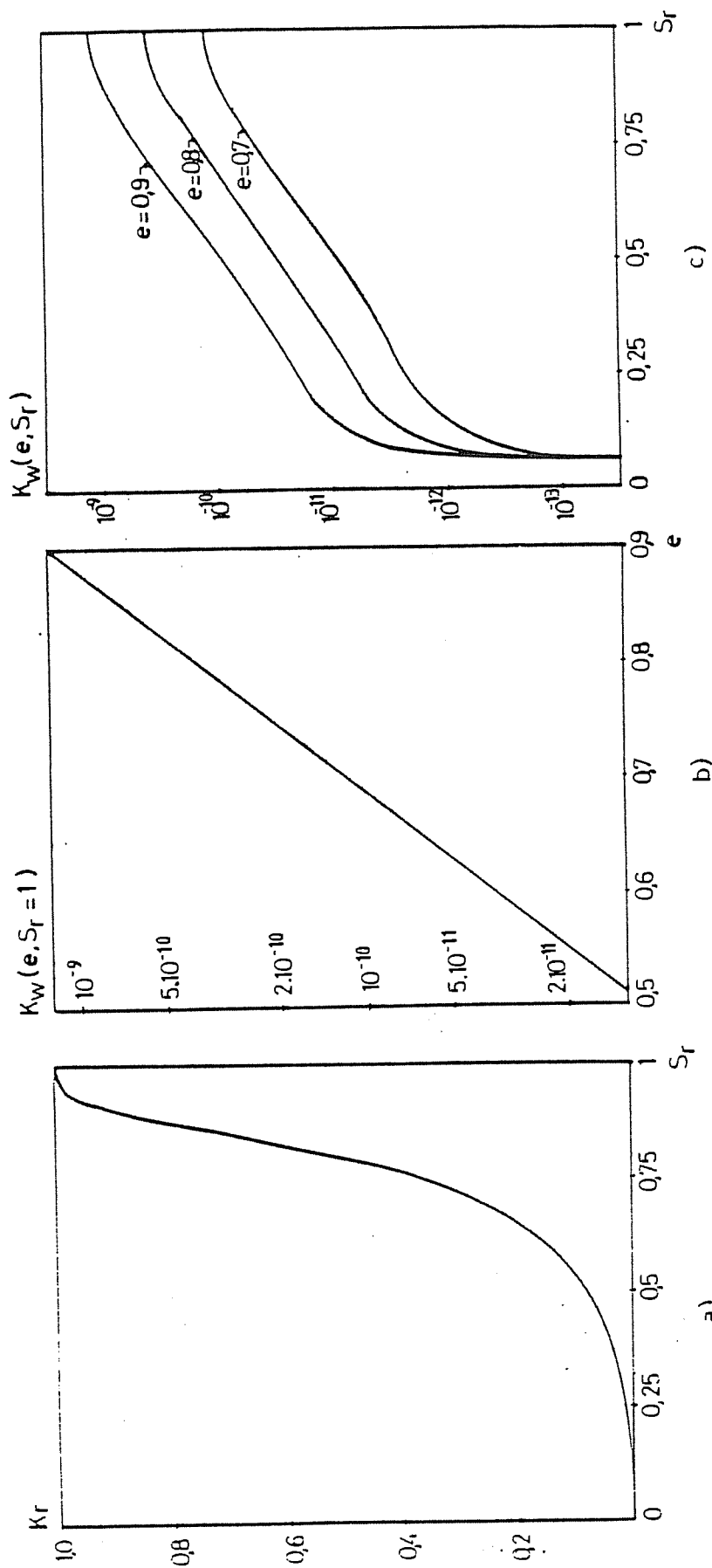


Fig 5.1 VARIACION DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA a) CON EL GRADO DE SATURACION
 b) CON EL INDICE DE POROS c) CON EL GRADO DE SATURACION Y INDICE DE POROS

La dependencia de la permeabilidad, cuando el suelo está saturado, con el índice de poros se ha establecido de acuerdo con Lambe and Whitman (1968). La relación es del tipo exponencial:

$$K_w (e, S_r=1) = b_w \cdot (a_w)^e \quad (5.3)$$

Los parámetros a_w y b_w se han elegido de acuerdo con los datos mostrados por Lambe and Whitman (1968) para un limo de Boston con permeabilidad baja.

La variación elegida de la permeabilidad del agua con el índice de poros se muestra en la figura 5.1.b. En 5.1.c se muestra el efecto en el valor de la permeabilidad del agua de la variación de una forma conjunta del grado de saturación e índice de poros.

2.3.- PERMEABILIDAD DEL AIRE.

La permeabilidad del aire variará al igual que la permeabilidad del agua en función del grado de saturación y el índice de poros.

El tratamiento que se le puede dar a la permeabilidad del aire puede ser análogo al del apartado anterior. Sin embargo de los trabajos llevados a cabo por Yoshimi and Osterberg (1963) se desprende una dependencia lineal entre los logaritmos de K_a y $e(1-S_r)$, tal como se muestra en la figura 5.2.a.

Los valores obtenidos para la ordenada en el origen y la pendiente de la mencionada relación lineal por Yoshimi and Osterberg (1963) en el caso de la arcilla limosa de Vicksburg

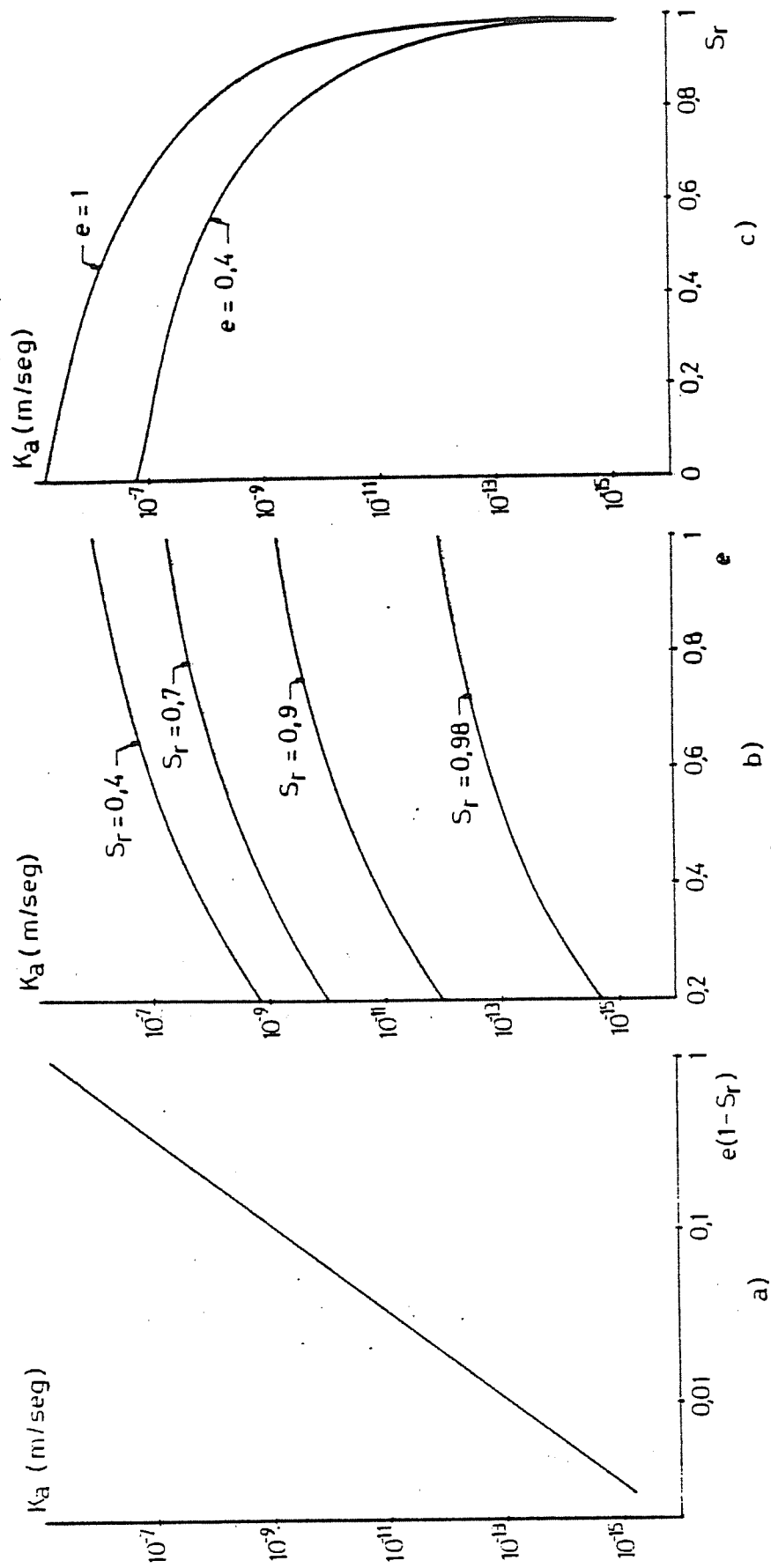


Fig 5.2 VARIACION DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE a) CON EL CONTENIDO VOLUMETRICO DE AIRE
 b) CON EL INDICE DE POROS c) CON EL GRADO DE SATURACION

se han variado para tener valores acordes con los valores de la permeabilidad del agua establecidos en el apartado anterior. En concreto, para grados de saturación altos los valores de la permeabilidad obtenidos por los autores mencionados parecen excesivos.

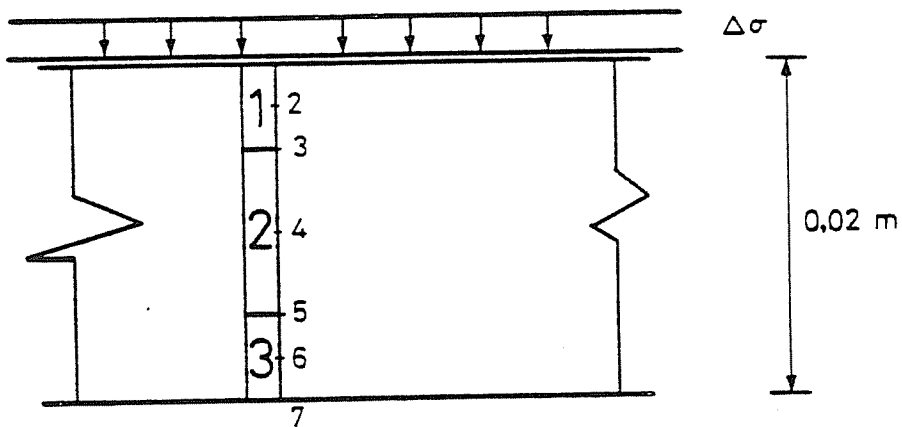
En la figura 5.2.b. se observa la dependencia de la permeabilidad del aire del índice de poros, esta dependencia es casi del mismo tipo de la mostrada en la figura 5.1.b.

La figura 5.2.c. muestra la variación de la permeabilidad del aire en función del grado de saturación. Como puede observarse en una zona alrededor de grados de saturación de 0.85 se produce una disminución muy brusca del valor de la permeabilidad del aire. De esta forma puede, de una manera muy simple, reflejarse el hecho de que a partir de ese grado de saturación el aire deja de estar en una forma continua y pasa a estar en forma de aire ocluido. Sin embargo, aún para grados de saturación para los cuales el aire está ocluido en su mayor parte, cabe esperar que exista flujo de aire debido al movimiento de pequeñas burbujas de aire en el interior de la masa líquida y a la existencia de pequeños canales de aire que continúan interconectados y por tanto la permeabilidad aunque sea muy pequeña no llega a anularse.

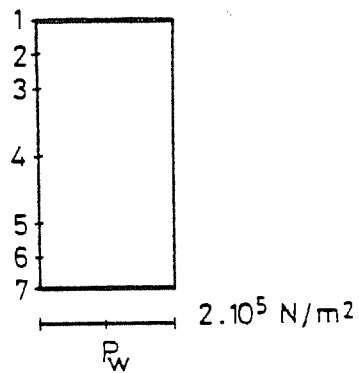
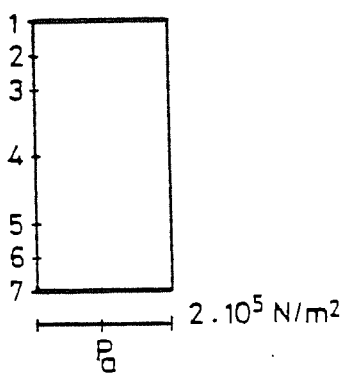
3.- CONSOLIDACION SATURADA.

El suelo saturado puede considerarse como un caso particular de suelo parcialmente saturado. Dada la existencia de soluciones teóricas tanto para el caso lineal (Terzaghi 1941), como no lineal (Davis and Raymond, 1965; Gibson et al. 1967; Poskitt, 1969; Lewis et al. 1976; Olson and Ladd, 1979), el resolver este caso particular se ha considerado útil de cara a evaluar la precisión de los resultados y la estabilidad de la solución en función del tamaño de los elementos y de los intervalos temporales.

Las condiciones iniciales y de contorno son las mostradas en la figura 5.3. Dado que el suelo está saturado las condiciones iniciales del proceso son conocidas ya que los incrementos iniciales de presión de agua y aire serán iguales a la magnitud de la carga exterior aplicada. La condición de saturación se ha introducido imponiendo que las presiones de aire y agua fuesen iguales en cualquier punto en el instante inicial y permaneciesen iguales a la presión atmosférica en los puntos del contorno durante el proceso de consolidación. Con la imposición de estas condiciones de contorno la succión en el interior del suelo según el modelo aplicado es siempre menor de 10^3 N/m^2 (un 1% de la presión atmosférica) por lo que puede decirse que el suelo permanece con succión nula durante todo el proceso de consolidación. El aumento de este 1% en la succión se debe a que según la superficie de estado para la saturación a una succión nula le corresponde un grado de saturación de 0,995. Por lo tanto, existe una pequeña cantidad de aire en estado libre que para abandonar la parte central de la pastilla de suelo necesitará que la presión en dicha zona sea algo -



Condiciones iniciales ($t=0^+$)



Condiciones de contorno

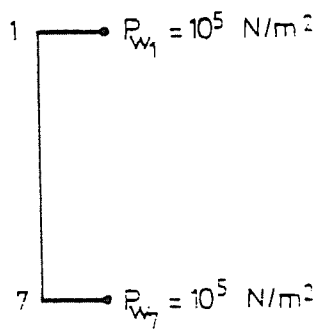
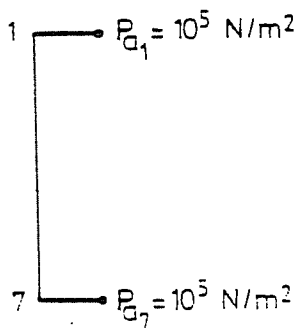


Fig 5.3 CONSOLIDACION NO LINEAL SATURADA. GEOMETRIA Y CONDICIONES DE CONTORNO

mayor que la presión del aire en los bordes. Estos desequilibrios de presión de aire pueden dar lugar a estos aumentos de succión que evidentemente son muy pequeños.

La diferencia más notoria del modelo respecto a la teoría clásica de Terzaghi consiste en la variación tanto espacial como temporalmente de las permeabilidades y las características tenso-deformacionales del suelo, como consecuencia de la no linealidad introducida en el modelo.

En la figura 5.4 se muestran las isocronas de la permeabilidad del agua para diversos tiempos transcurridos desde el inicio del proceso de consolidación. Las zonas de los bordes se deforman antes que la zona central y por este hecho la permeabilidad del agua decrece (de acuerdo con la relación de la figura 5.1.b.) más en los bordes que en la zona central durante las primeras etapas del proceso. A medida que transcurre el tiempo las diferencias de permeabilidad entre la zona central y los bordes van disminuyendo. Nótese que en el presente caso y para una carga de 10^5 N/m^2 la relación de permeabilidad del centro respecto a los bordes llega a ser de 4 a 1 en los estadios iniciales. En la figura 5.5 se puede ver que esta relación llega a ser de 10 a 1 para incrementos de carga de $6 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$. En dicha figura puede constatarse también el desfase existente entre las variaciones de la permeabilidad en el centro y en los bordes de la pastilla.

Como consecuencia de que la permeabilidad en los bordes de la pastilla decrece más rápidamente para incrementos de carga grandes, en los instantes iniciales la velocidad de disipación de presión intersticial en el centro de la pastilla

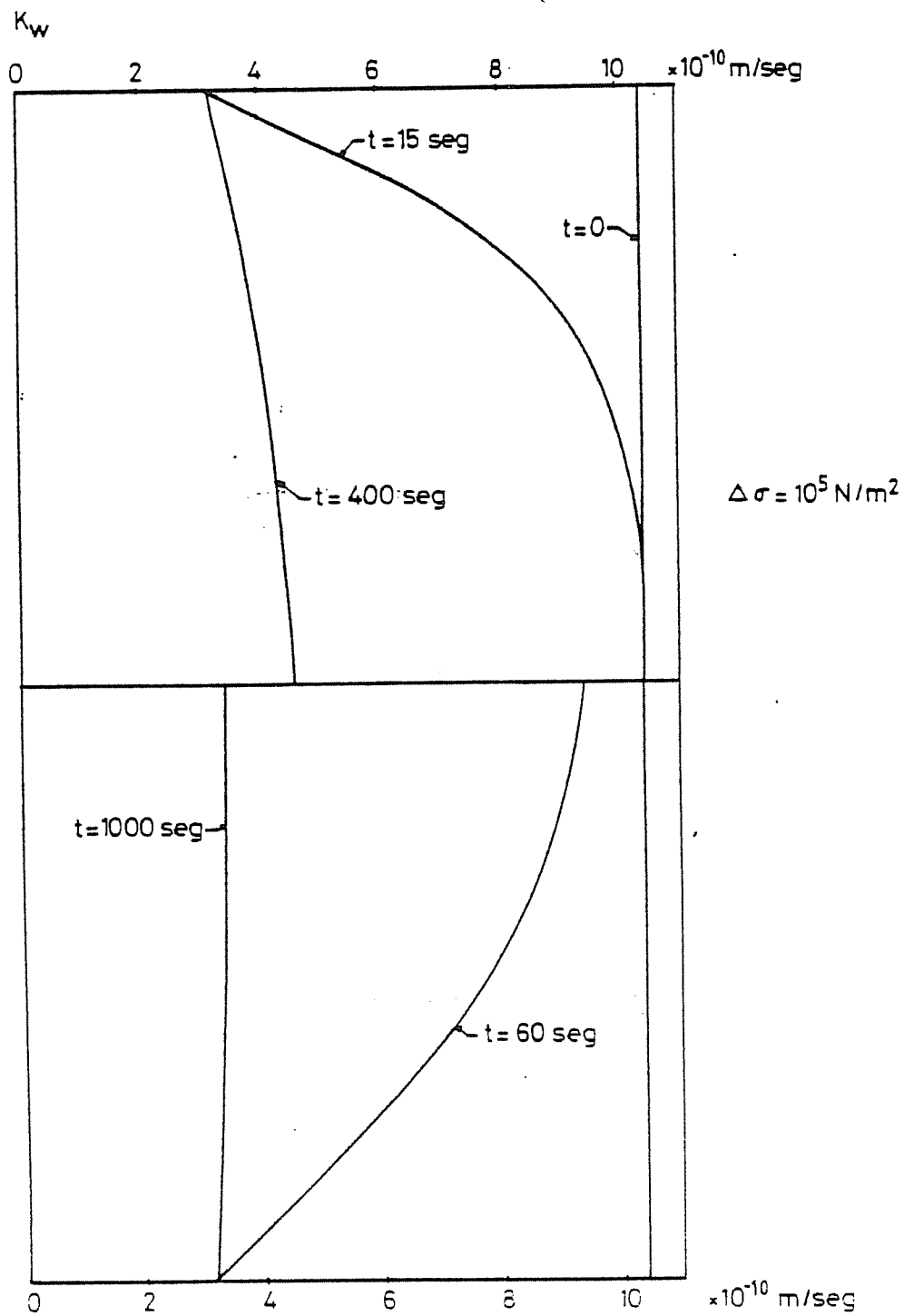


Fig 54 ISOCRONAS DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA EN EL CASO EDOMETRICO SATURADO

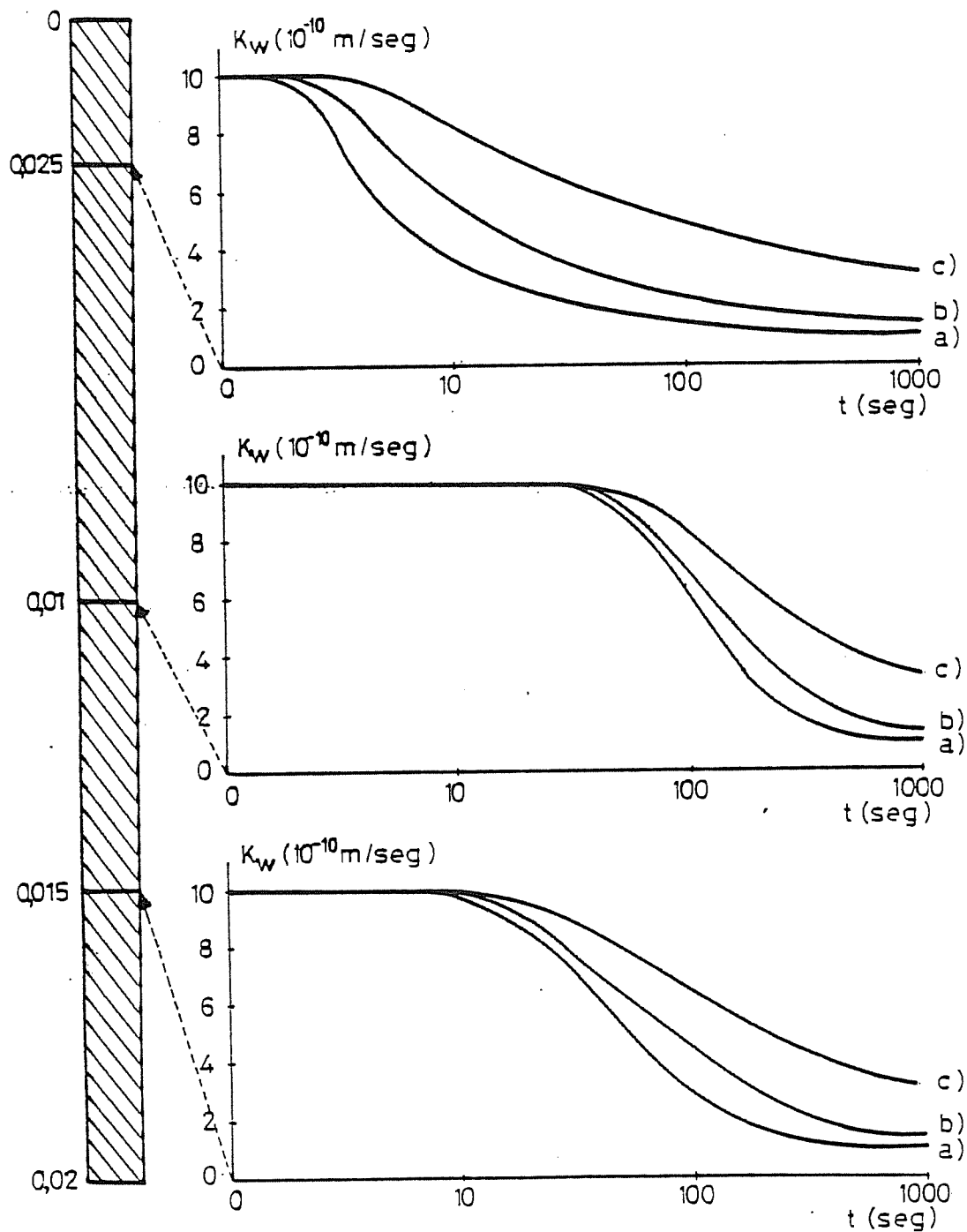


Fig 5.5 EVOLUCION DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA EN VARIOS PUNTOS DEL SUELO. CONSOLIDACION SATURADA.

a) $\Delta\sigma = 10^5$ N/m² , b) $\Delta\sigma = 3 \cdot 10^5$ N/m² , c) $\Delta\sigma = 6 \cdot 10^5$ N/m²

será menor que para incrementos de carga pequeños. En las etapas finales de la consolidación la variación de permeabilidad será ya pequeña y la velocidad de disipación de presiones estará muy influenciada por la rigidez del suelo y por tanto la velocidad de disipación será mayor para incrementos de carga mayores. Estos fenómenos explican la forma de las curvas de disipación de presión intersticial en el centro de la pastilla para varios incrementos de carga mostradas en la figura 5.6. Como puede observarse el fenómeno resulta ser muy no lineal. Estas curvas están cualitativamente de acuerdo con los resultados experimentales mostrados por Davis and Raymond en 1965. (Ver figura 5.7).

La evolución de los asientos adimensionales con el tiempo presenta la forma indicada en la figura 5.8. Debido a la rigidización del suelo al aumentar la tensión efectiva, el suelo se deforma poco en las etapas finales de la consolidación - debida a cargas exteriores grandes. Por tanto la velocidad de deformación (en las etapas iniciales) es en términos relativos mayor para incrementos de cargas altas.

A efectos de comparar los resultados del modelo con la teoría clásica de Terzaghi se ha dibujado en la figura 5.9 el valor de los parámetros K_w , $1/av$ y C_v en función de $\sigma - P_w$. Tal como se ha constatado repetidamente, para arcillas homogéneas normalmente consolidadas (Lee et al., 1968), el valor del coeficiente de consolidación varía poco con la tensión efectiva, mientras que la permeabilidad y la compresibilidad del suelo varían ampliamente. Para un incremento de carga de 10^5 N/m^2 un valor medio de C_v puede ser de $0,12 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$, en el caso analizado.

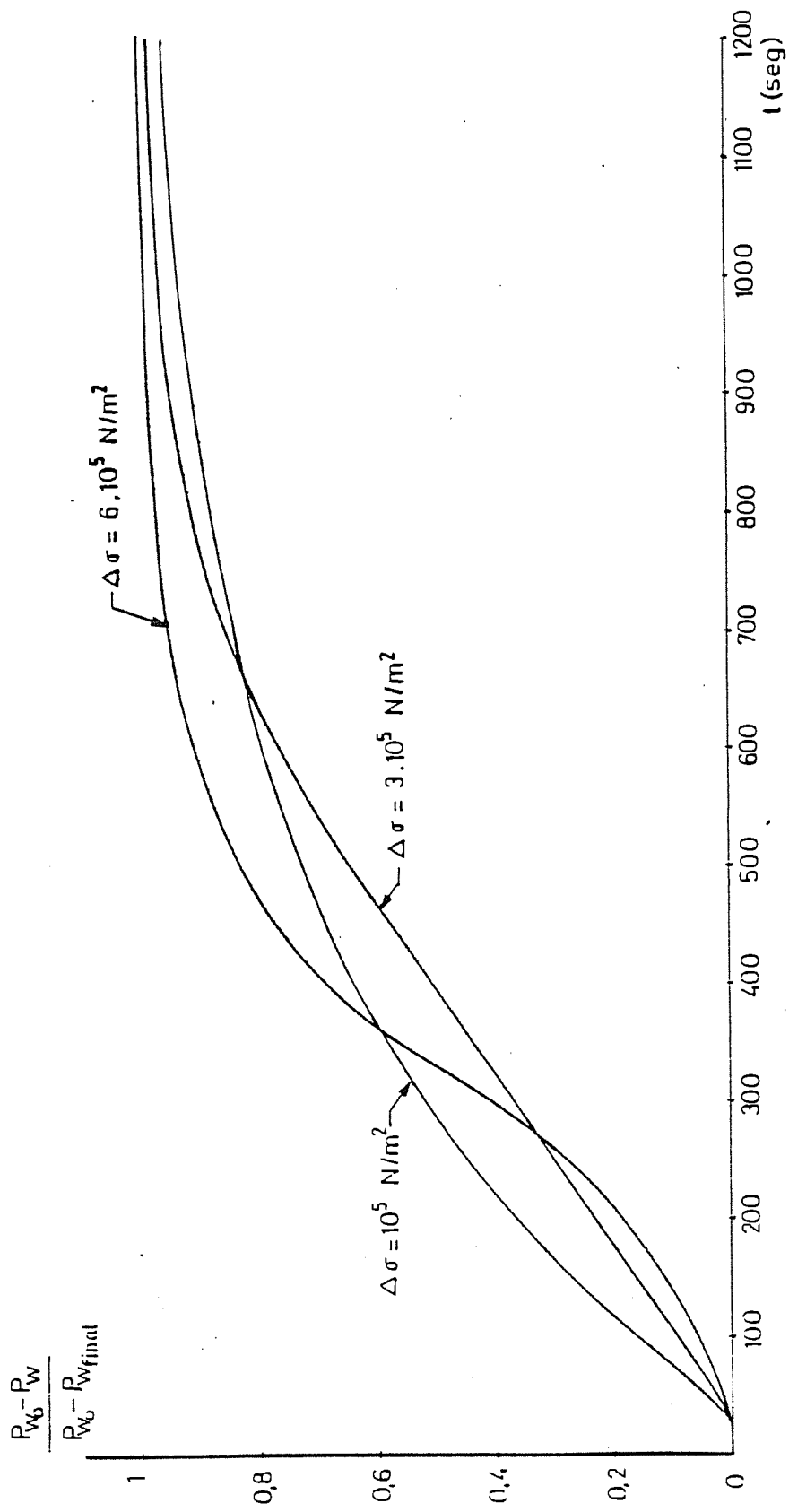


Fig 5.6 DISIPACION DE LA PRESION INTERSTICIAL EN EL CENTRO DE LA MUESTRA
CASO EDMETRICO SATURADO

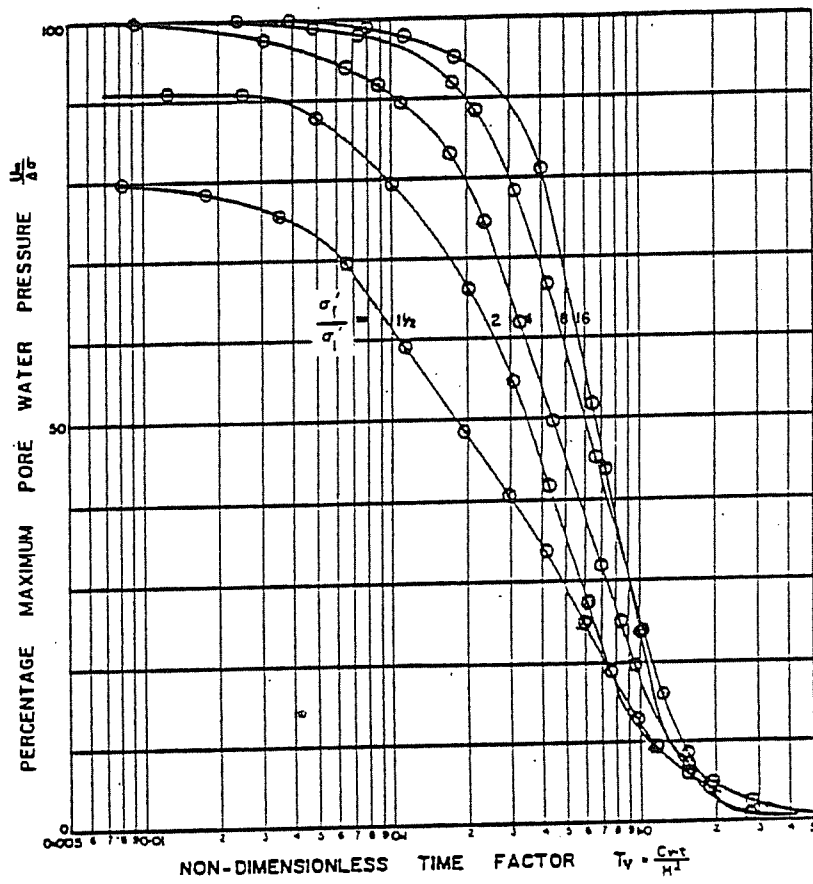


FIG. 5.7.- Evolución del exceso de presión intersticial máximo para varios incrementos de carga en arcilla remoldeada de Port Kembla (Según Davis and Raymond, 1965).

En la figura 5.10 se muestran las isocronas de la presión de agua para un incremento de carga de 10^5 N/m^2 y se comparan con la solución de Terzaghi para un coeficiente de consolidación de $0,12 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$. Debido al efecto de disminución de permeabilidad en los bordes, los gradientes de presión deberán ser mayores que los que da la teoría clásica. Por lo tanto para una disposición media de presión equivalente, la teoría no lineal muestra unas isocronas con mayor pendiente en los bordes y con menos curvatura en la parte central. Por otra parte este efecto disminuye al avanzar el tiempo e igualarse las permeabilidades y rigideces en los diversos puntos del suelo.

En la figura 5.11 puede compararse el grado de compresión relativo $(e_o - e) / (e_o - e_f)$ del centro de la muestra sometida a un incremento de carga de $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, con la solución analítica de Poskitt (1969). Para ese incremento de carga la permeabilidad varía en una relación de 7 a 1 y el coeficiente de compresibilidad de 1 a 9. Las soluciones coinciden salvo ligeras variaciones en los instantes iniciales. Las variaciones pueden deberse a que en el presente análisis la relación $\sigma' - e$ que se toma es la obtenida por interpolación de resultados experimentales mientras en la solución de Poskitt (1969) se parte de una relación lineal entre e y $\log \sigma'$. Poskitt utiliza también una relación lineal entre el logaritmo de la permeabilidad y el índice de poros e .

De la figura 5.10 se desprende asimismo que con muy pocos elementos (3) se pueden obtener soluciones que defieren muy poco de las soluciones obtenidas con mayor número de elementos (hasta 10). En la figura 5.12 se refleja la convergencia en el

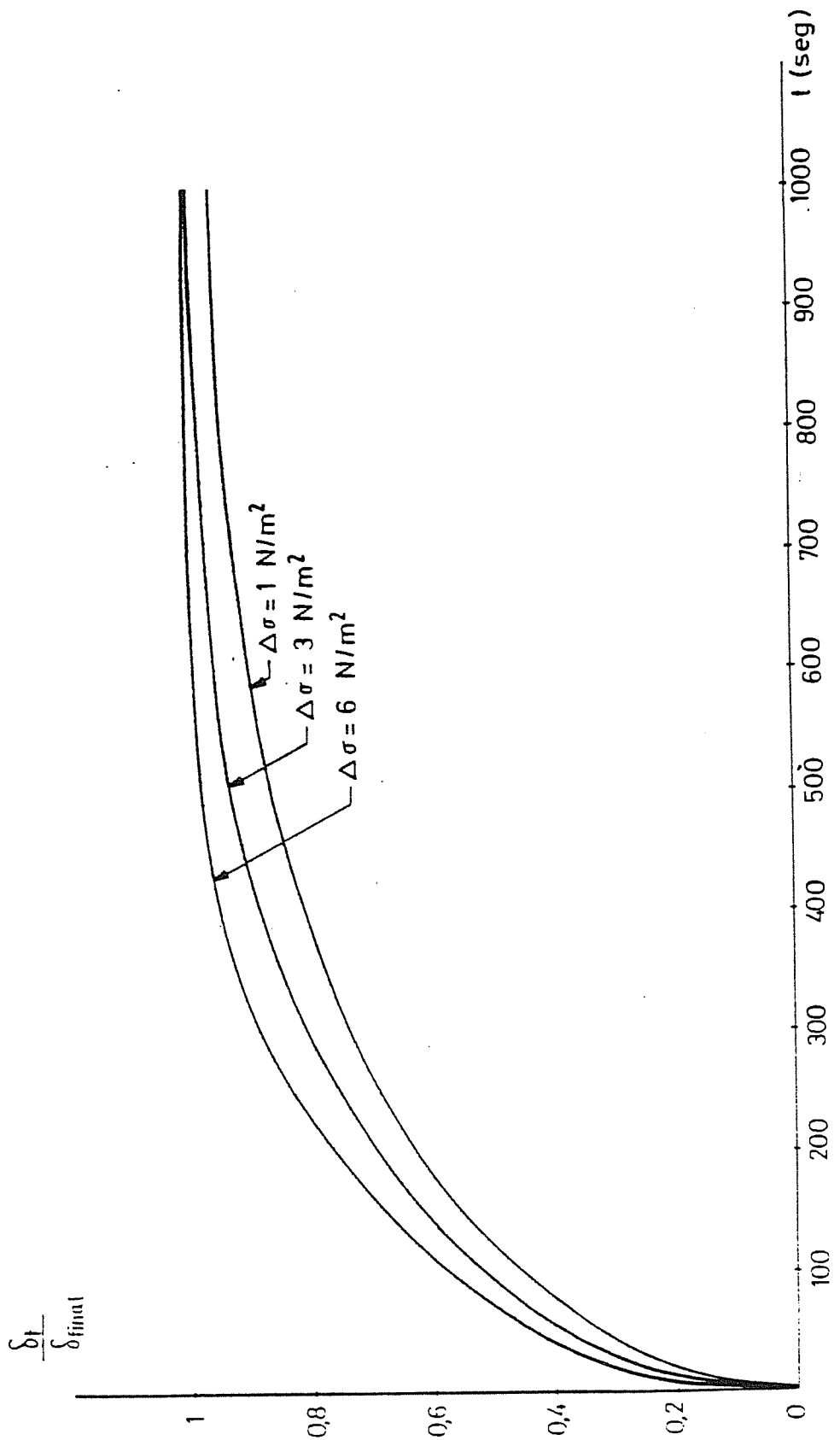


Fig 5.8 EVOLUCION DE LOS ASIENTOS PARA DIVERSAS CARGAS. CASO EDOMETRICO SATURADO

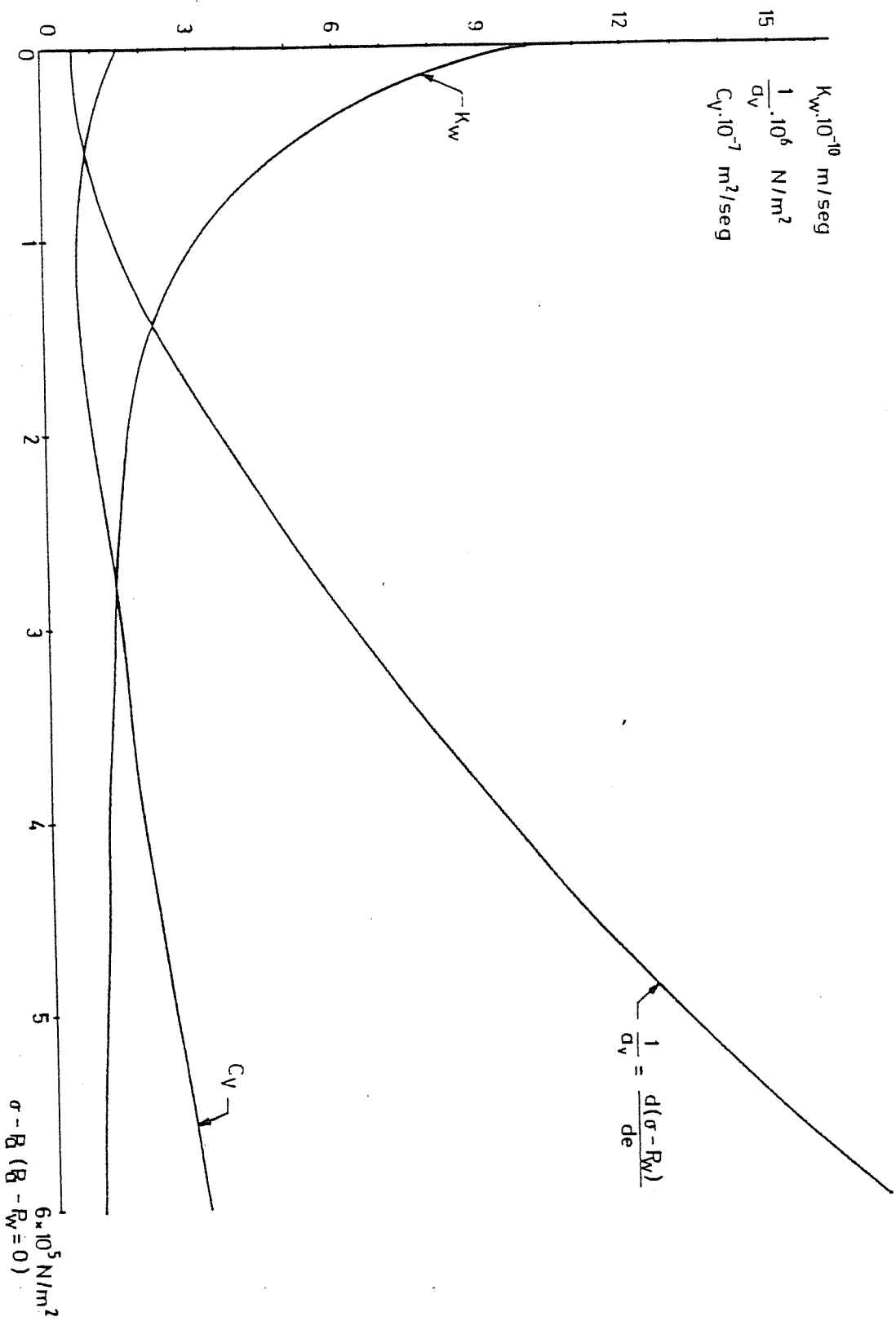


Fig 5.9 VALORES DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA, COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD Y COEFICIENTE DE CONSOLIDACION. CASO EDOMETRICO SATURADO

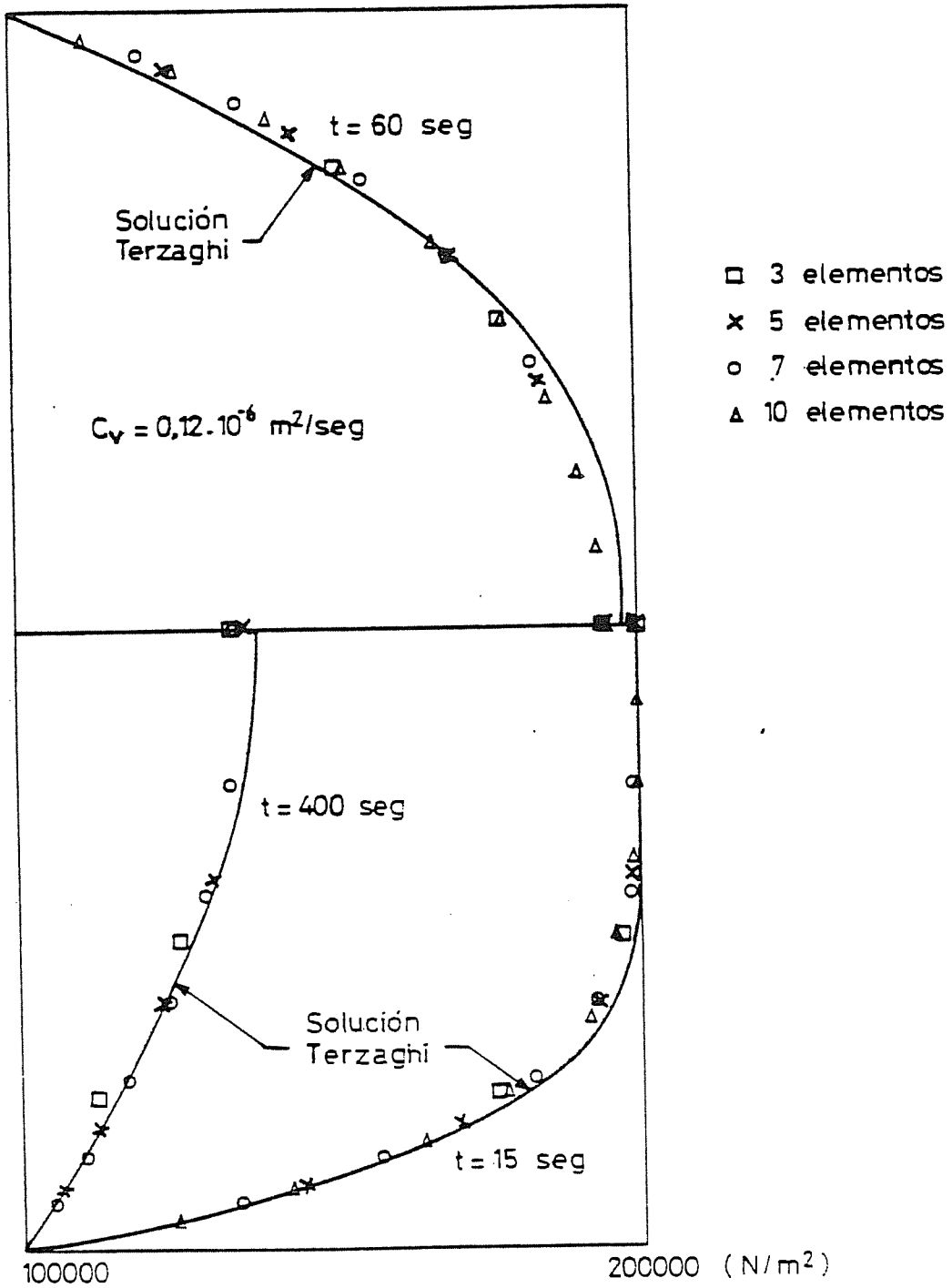


Fig 5.10 ISOCRONAS DE LA PRESION DE AGUA. CASO EDOMETRICO SATURADO

asiento y el valor de la presión en el punto central según el número de elementos utilizados. La diferencia de usar 3 ó 10 elementos en el valor de las presiones es del orden del 0.1% mientras en el valor del asiento es del 1,3 %.

Por otra parte se ha comprobado de acuerdo con Barden (1965) que el número de iteraciones necesario para la convergencia aumenta al disminuir el tamaño del elemento. Los escalones de tiempo pues deben ser más pequeños al disminuir el tamaño del elemento. La relación entre el tamaño del elemento y el incremento de tiempo máximo para que exista convergencia depende de las condiciones de contorno y del valor de los - gradientes de presión máximos. En general para los problemas de consolidación se puede ir aumentando el valor de los incrementos de tiempo de una manera logarítmica al ir avanzando el proceso. Para problemas de disipación de succión por infiltración de agua en el suelo que se analizan posteriormente, los incrementos de tiempo pueden aumentarse aunque de una - manera más lenta que la exponencial del caso de la consolidación.

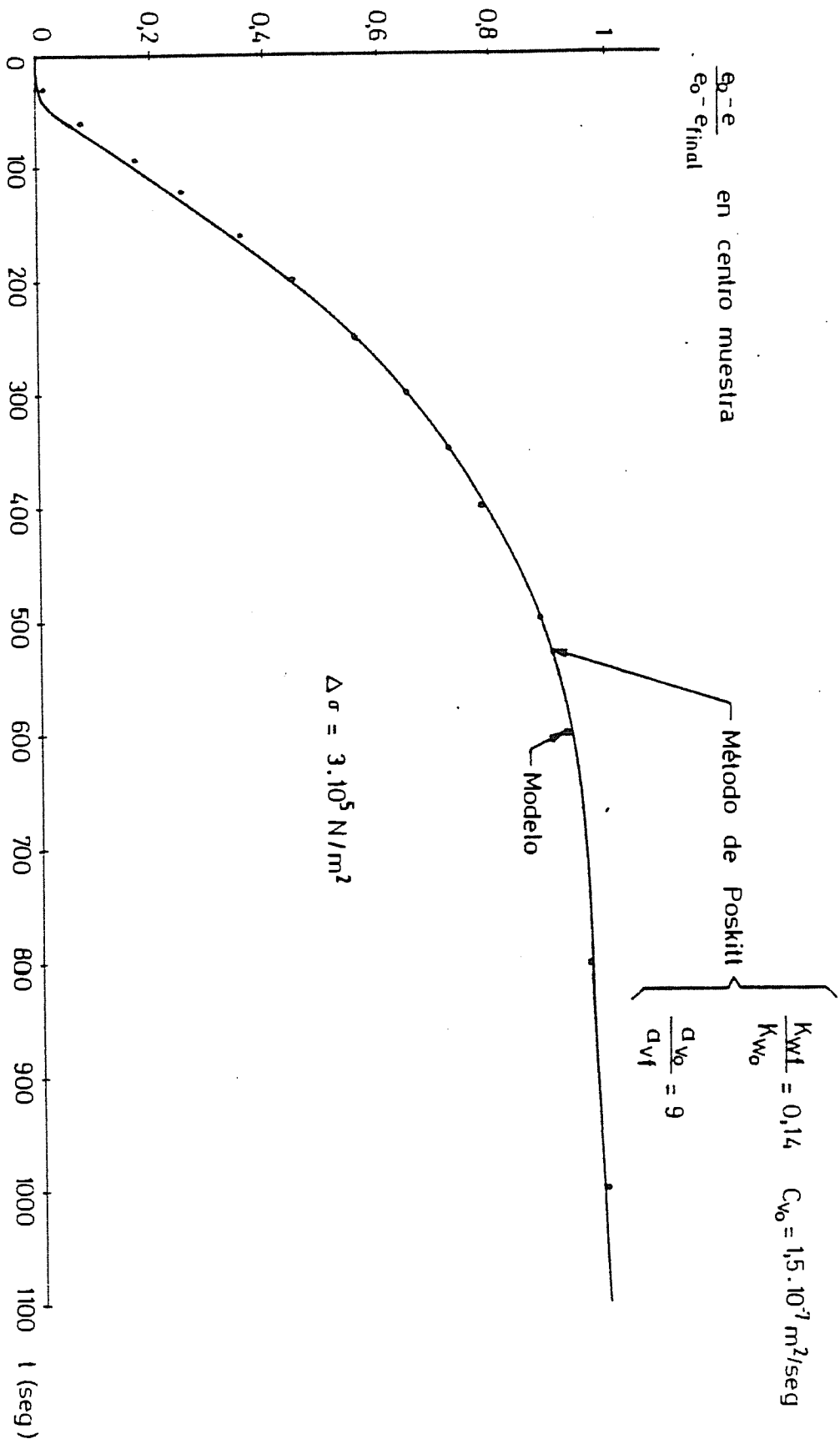


Fig 5.11 CONSOLIDACION SATURADA. COMPARACION CON EL MODELO DE POSKITT

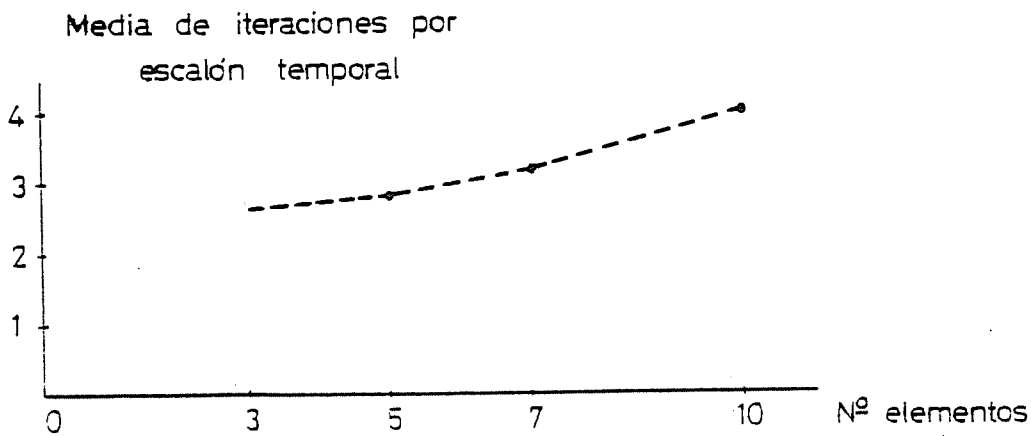
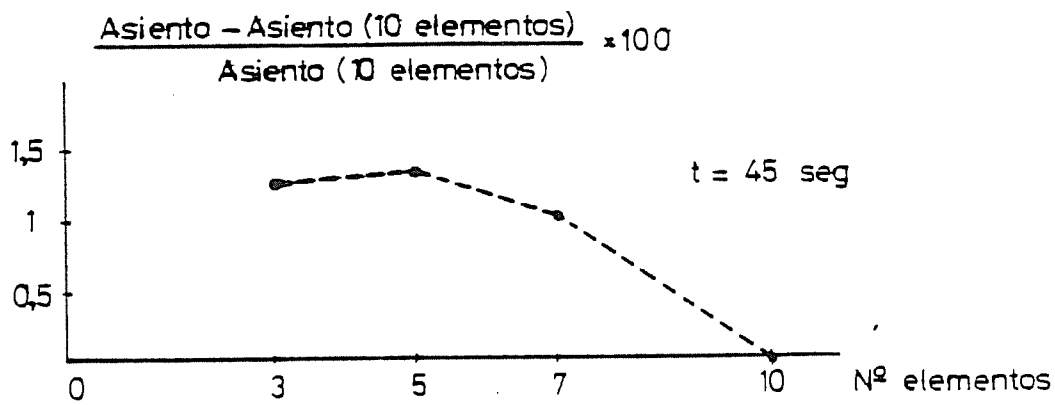
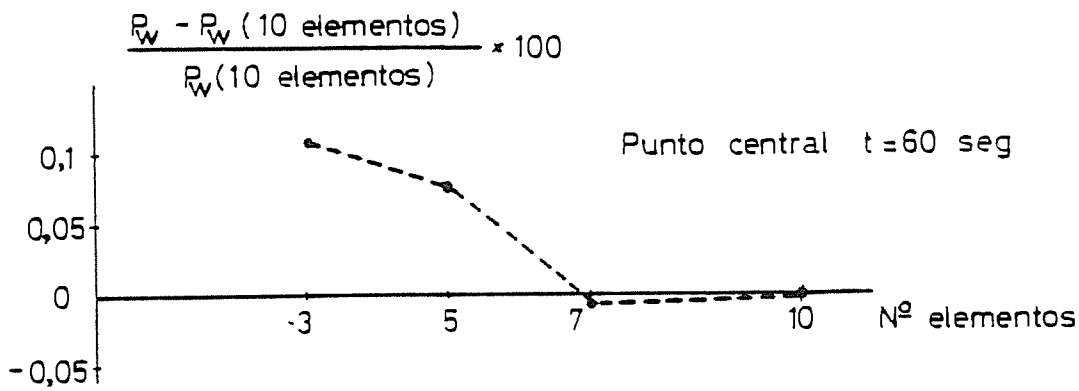


Fig 5.12 CASO SATURADO. CONVERGENCIA DE LA SOLUCION

4.- IMBIBICION.

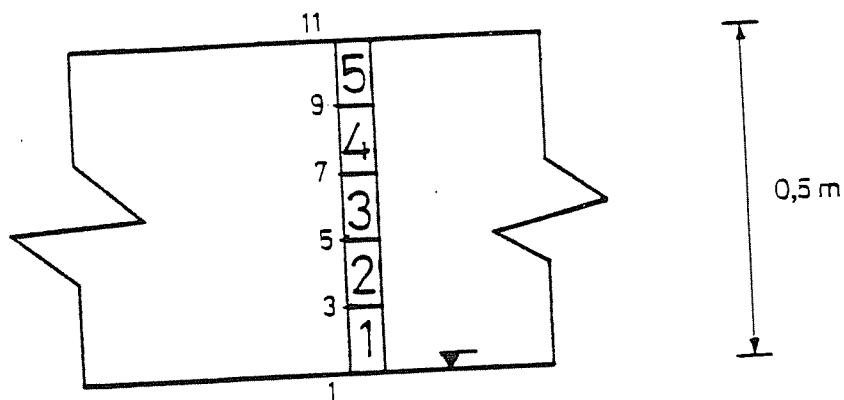
En este apartado se analiza el comportamiento del suelo ante un proceso de imbibición.

En primer lugar se ha estudiado el caso de imbibición de una columna de 50 cm. de suelo situada sobre el nivel freático. Fig.5.13. La succión inicial tiene una distribución lineal con la altura, el gradiente de succión inicial se ha variado según el caso analizado. La carga exterior se ha mantenido constante durante todo el proceso y su valor varía según el caso analizado. Las condiciones de contorno han sido las de saturación en ambos bordes, (se supone que en la superficie de la columna, se mantiene una carga de agua de espesor despreciable y el agua infiltrada varía según el valor que en cada instante tiene la succión del suelo).

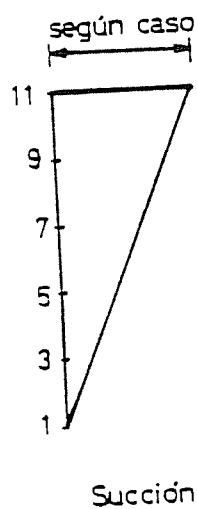
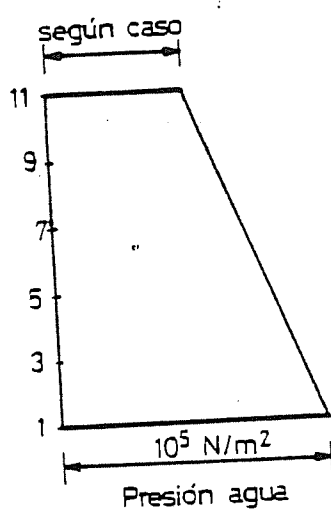
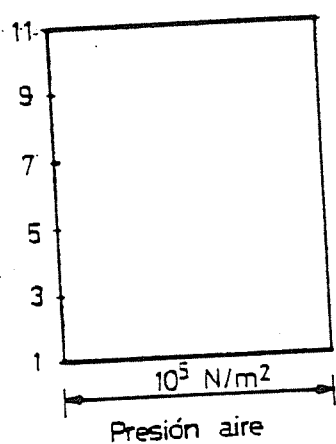
La figura 5.14 muestra las isocronas de la succión del suelo a medida que va avanzando el proceso de imbibición. La succión inicial máxima es de $5 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$ y la carga exterior de 10^5 N/m^2 . Como puede observarse el punto con mayor succión pasa paulativamente del borde superior al centro de la columna, - mientras las isocronas tienden a tener una configuración simétrica. (El agua se infiltra tanto desde la superficie como - asciende desde el borde inferior, ya que en este caso la - acción gravitatoria tiene poca importancia).

Las isocronas del grado de saturación correspondientes al mismo caso, se recogen en la figura 5.15.

σ según caso, $\Delta\sigma = 0$



Condiciones iniciales
($t = 0^+$)



Condiciones de contorno

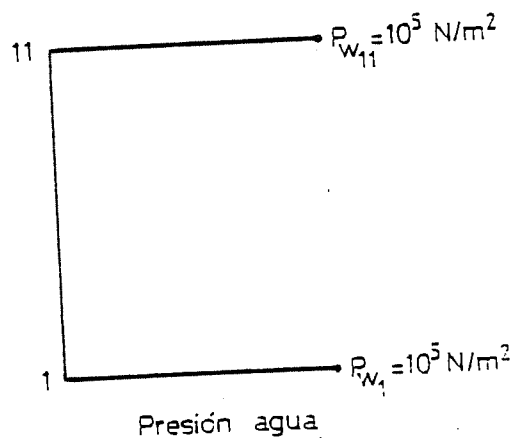
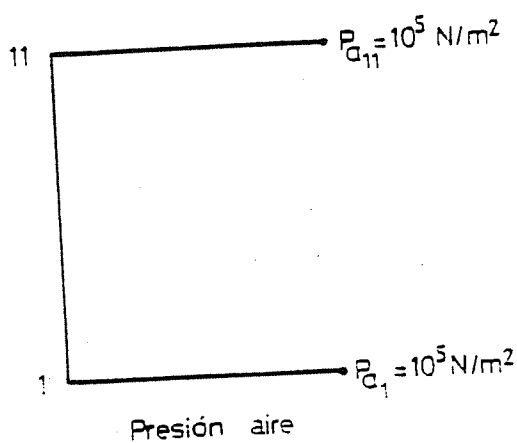


Fig 5.13 IMBIBICION. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO

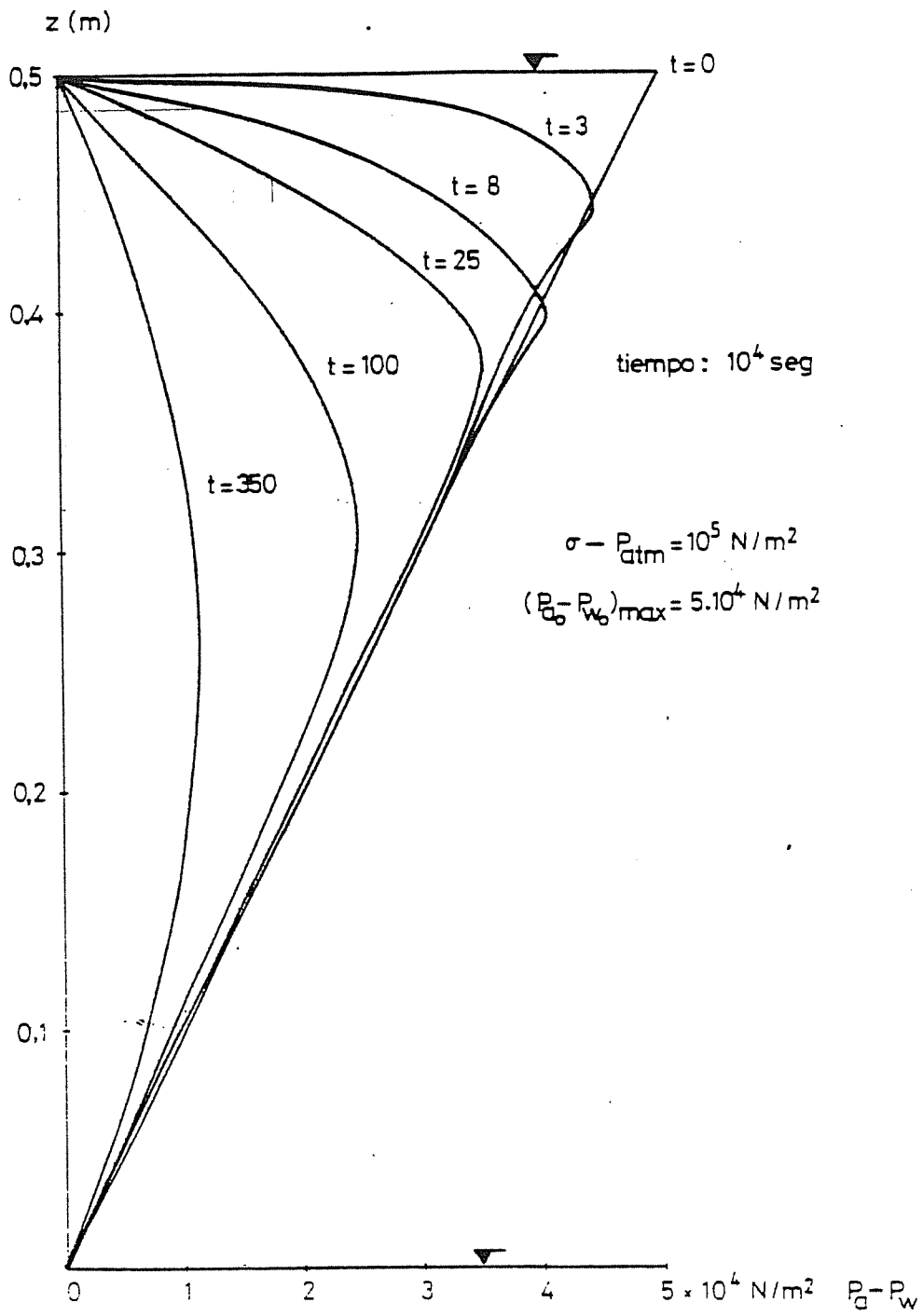


Fig 5.14 IMBIBICION. ISOCRONAS DE LA SUCCION

La figura 5.16 muestra asimismo las isocronas de la permeabilidad del agua, como puede observarse guardan un cierto parecido con las de la saturación. La principal diferencia es que en la zona de los bordes y en las etapas finales la permeabilidad tiende a ser constante. Dado que la carga exterior es de 10^5 N/m^2 , la porosidad del suelo aumenta con la succión, (ver superficie de estado de la porosidad) y por tanto en este caso los puntos del interior tendrán un índice de poros mayor que los de los bordes. Este hecho provoca que, aunque el grado de saturación sea algo menor en el interior, dado que la porosidad es mayor, la permeabilidad no varíe mucho en las zonas en que el grado de saturación no es mucho menor que el de los bordes. En la zona central dado que el grado de saturación varía mucho el efecto de aumento de la porosidad no llega a manifestarse en la permeabilidad.

Por otra parte la permeabilidad del aire disminuirá a medida que aumente el grado de saturación. En particular, en el borde superior decrecerá extraordinariamente. El aire a medida que el agua vaya penetrando en el suelo deberá salir al exterior, pero como la permeabilidad al aire en ambos bordes es pequeña, la presión del aire tenderá a aumentar, hasta que el gradiente sea lo suficientemente grande como para permitir la salida del aire que sea desplazado por el agua. Dado que en la mayor parte de la columna de suelo, sobre todo en las etapas iniciales de la infiltración, la permeabilidad del aire es grande, la presión del aire tenderá a ser uniforme en el suelo, salvo en las zonas extremas donde existirá un cierto gradiente hacia el interior. En la figura 5.17 se comprueba este hecho constatado experimentalmente por Vachaud et al.(1974).

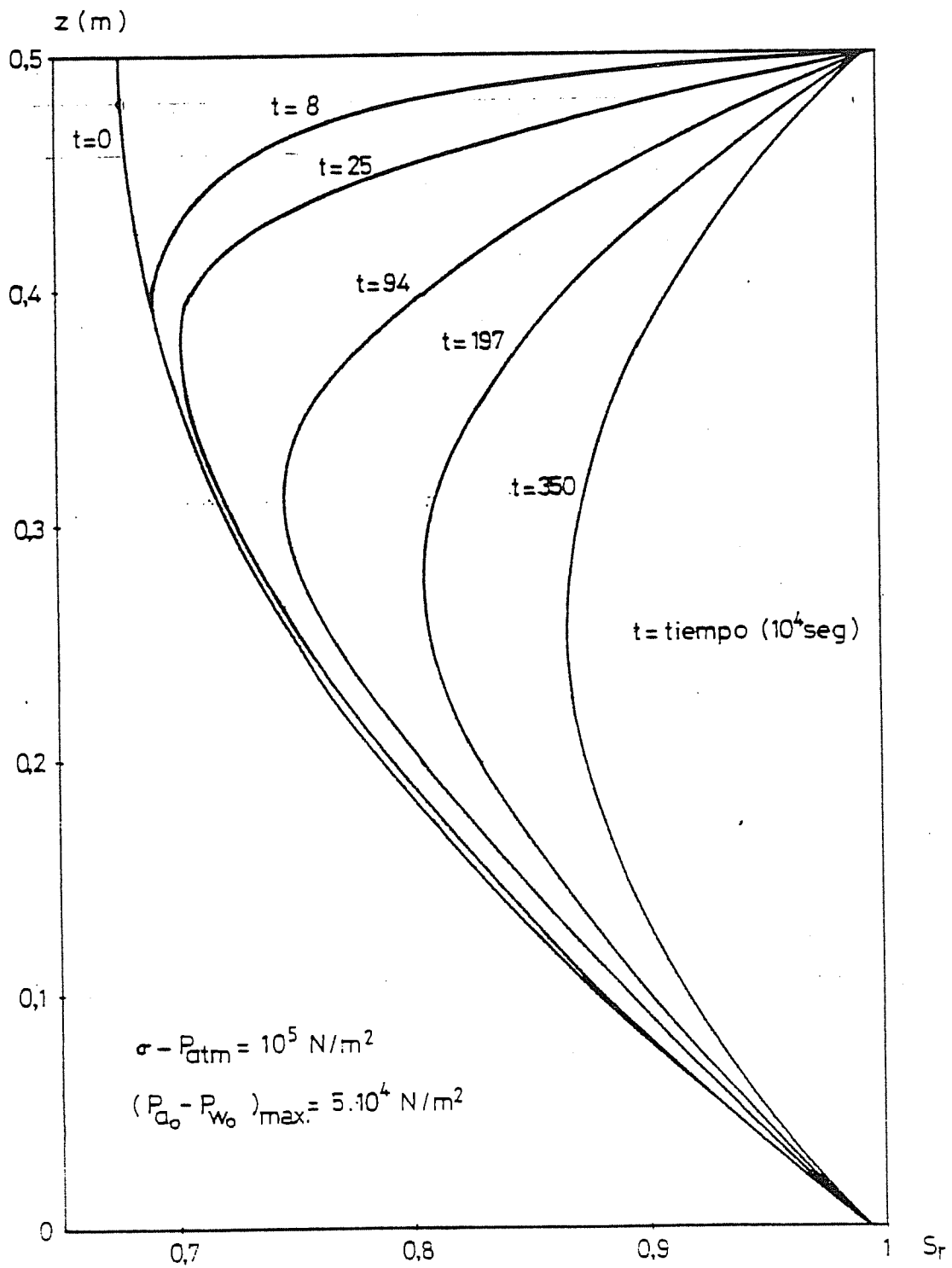


Fig 5.15 IMBIBICION. ISOCRONAS DEL GRADO DE SATURACION

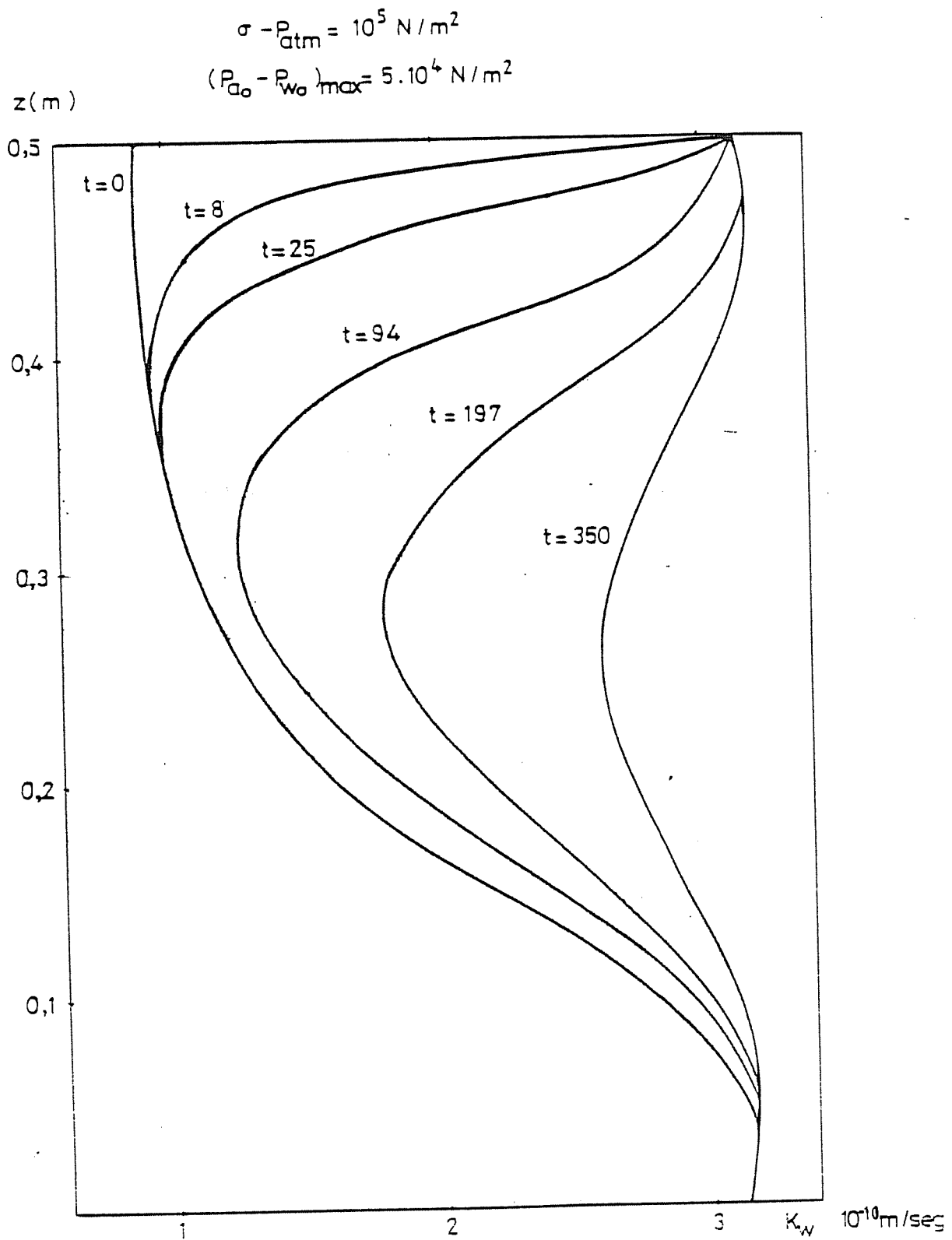


Fig 5.16 IMBIBICION. ISCRONAS DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA

Este aumento de presión se produce de una forma relativamente brusca entre los 50.000 y 100.000 seg. y posteriormente tiende a decrecer paulativamente. El intervalo de tiempo mencionado coincide con el intervalo en el que el grado de saturación medio en la zona superior de la columna pasa de 0.8 a 0.9. Como se ha dicho en el apartado 2.3 en ese intervalo de grados de saturación es cuando se produce la oclusión de gran parte de los canales de aire y por tanto es lógico que aumente la presión del aire del centro de la columna precisamente en ese intervalo de tiempo. Por otra parte cabe mencionar que la presión del aire se mantiene relativamente estable una vez alcanzado un valor máximo ya que por otra parte el flujo de agua que entra en el suelo es cada vez menor a medida que los gradientes de succión van disminuyendo.

La disminución de succión en el suelo manteniéndose la carga exterior constante conduce a cambios de volumen que pueden ser de aumento o disminución de tamaño de la columna de suelo según el valor de la carga exterior que esté aplicada sobre él. En la figura 5.18 se muestra el cambio de volumen sufrido por la columna tras el proceso de imbibición bajo diferentes cargas exteriores. La succión inicial máxima en la superficie de la columna era de 10^4 N/m^2 . Para una carga exterior nula ($\sigma = P_{atm}$) se produce un levantamiento de la superficie del suelo mientras que para cargas de 1 y $4 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ el suelo sufre un proceso de colapso. Evidentemente la magnitud del hinchamiento y colapso aumenta con el valor de la succión inicial.

Por otra parte se ha analizado el caso de imbibición en la columna de suelo, cuando se apoya sobre una base impermeable y partiendo de una succión inicial constante a lo largo de la

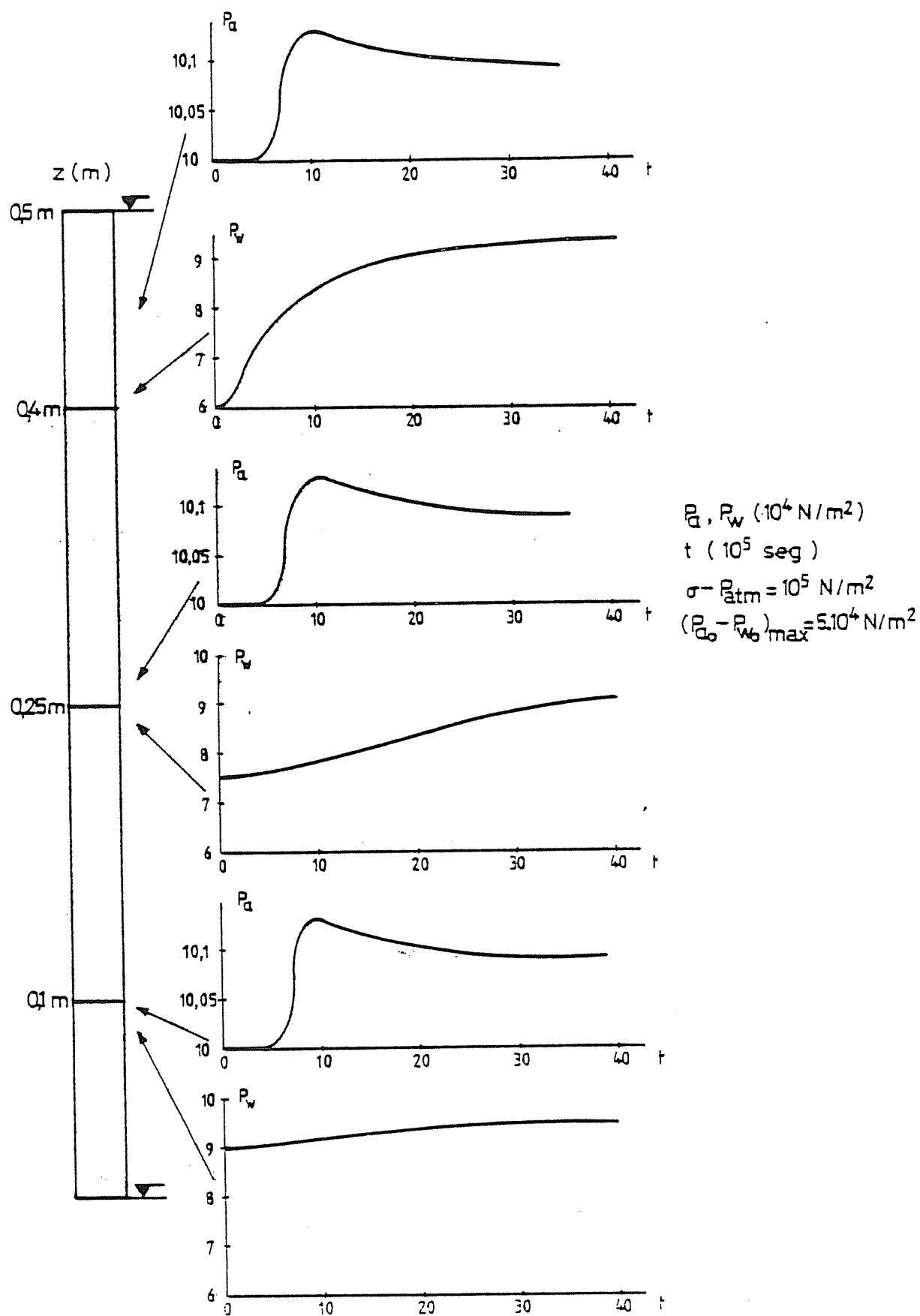


Fig 5.17 IMBIBICION. EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA

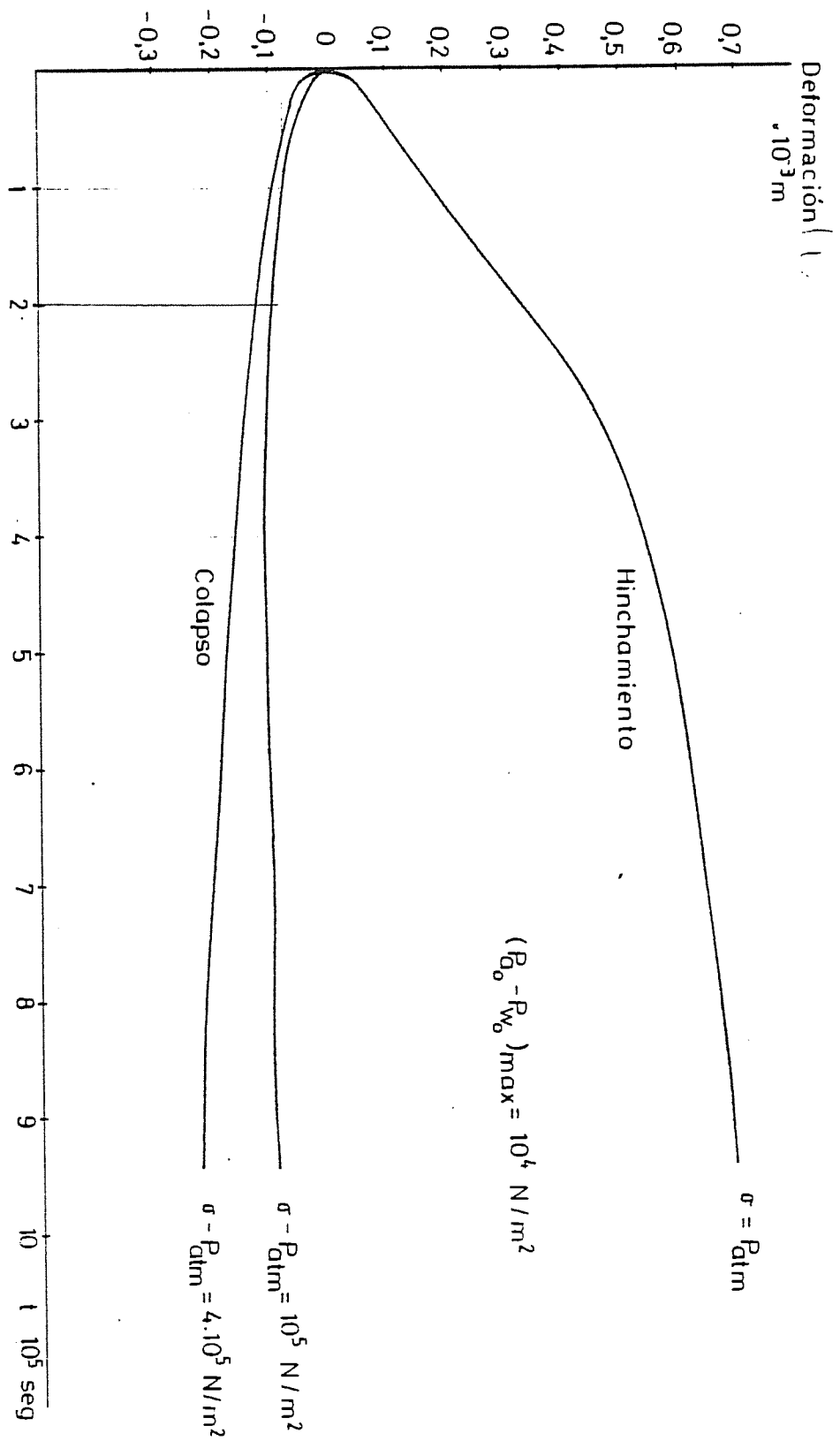
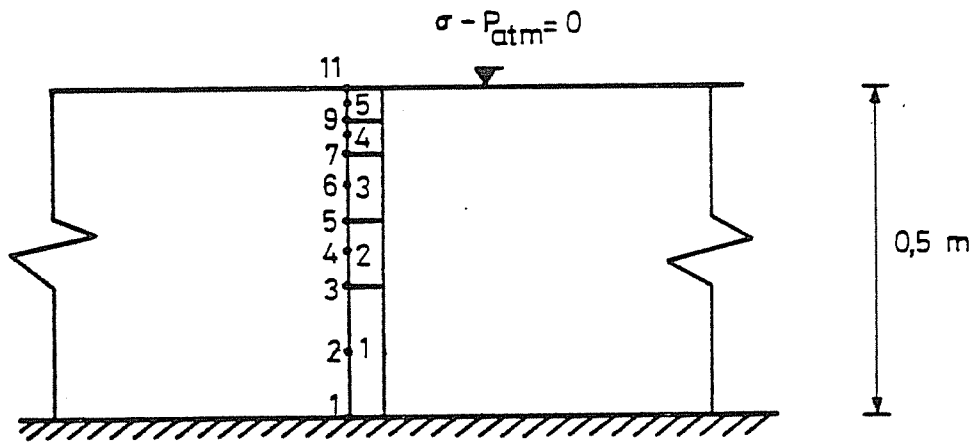


Fig 5.18 IMBIBICION . EVOLUCION DE LA DEFORMACION DEL SUELO

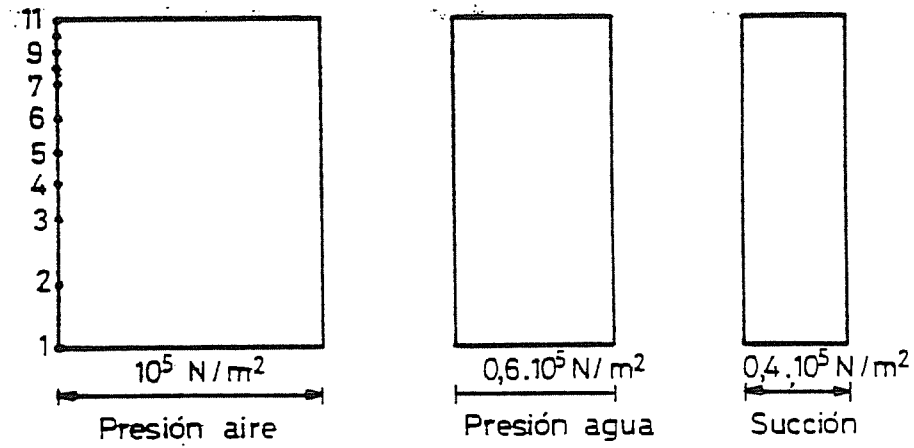
longitud de dicha columna. Las condiciones iniciales y de contorno para este caso se muestran en la figura 5.19.

En la figura 5.20 muestran las isocronas resultantes para la succión en la columna de suelo. En ella se puede observar que el suelo alcanza anteriormente una succión nula en la parte inferior que en la superior, esto es debido a que el aire al no poder salir por la base de la columna debe salir por la parte superior y por tanto en la etapa final del proceso el agua va desplazando al aire hacia la parte superior de la columna (ver curva para $t = 1994 \cdot 10^4$ seg. de la figura 5.20).

Las isocronas correspondientes al grado de saturación se recogen en la figura 5.21. Es de resaltar que no llegan a formarse las 4 zonas típicas en un proceso de infiltración (Philip, 1969) que Bodman and Coleman (1943) definieron como la zona saturada, próxima a la superficie y de espesor muy pequeño; la "zona de transmisión" donde el grado de saturación varía muy poco con la profundidad y cuyo espesor aumenta al aumentar el tiempo; la "zona de humedecimiento" donde existe un cambio más rápido del grado de saturación con el tiempo y la profundidad y por último el "frente de saturación" de muy poco espesor donde el gradiente de saturación es máximo y que representa el límite visible de la penetración del agua. En concreto en este caso no se aprecia la zona de transmisión. Ello es debido a que no existe un "frente de saturación" que se desplace hacia abajo separando bruscamente una zona con el grado de saturación inicial de otra próxima a la saturación, sino que este frente, debido a la forma de la superficie de estado de saturación, en este caso, ocupa una banda de varias decenas de cm. Por otra parte dada la longitud de la columna



Condiciones iniciales



Condiciones de contorno

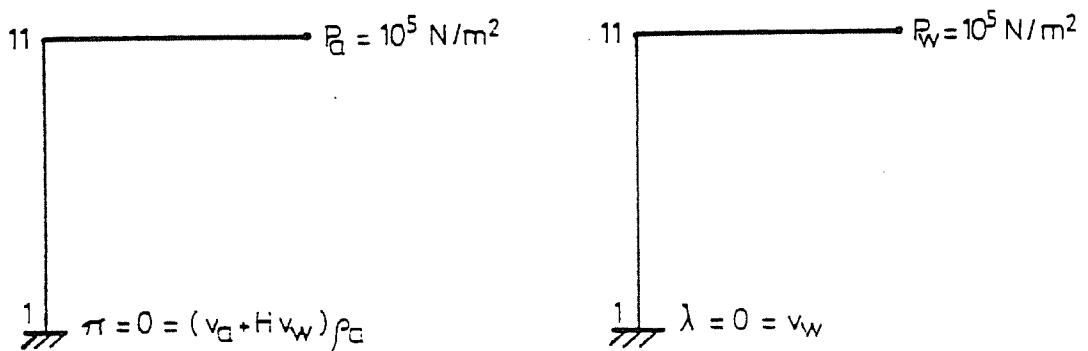


Fig 5.19 IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO

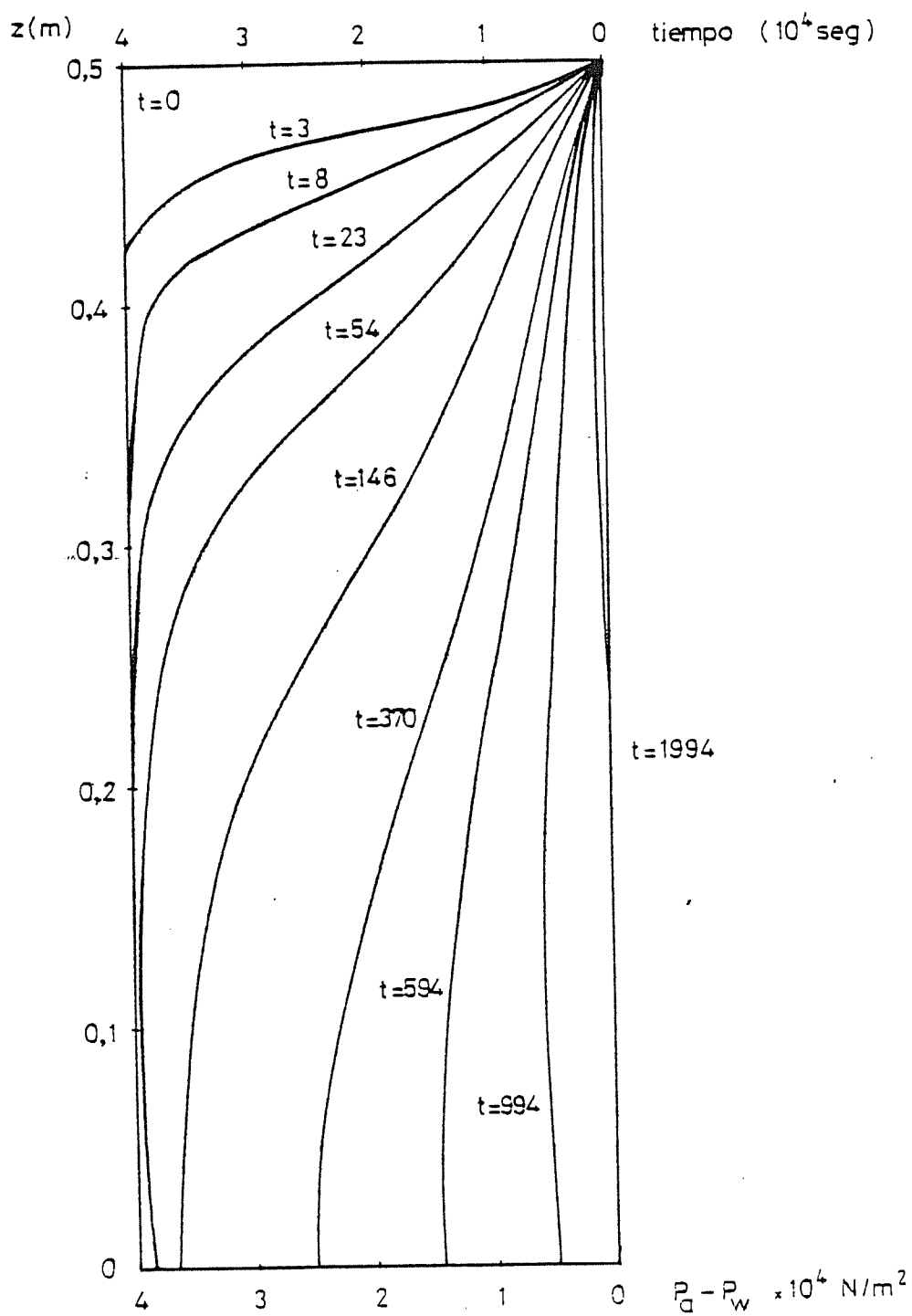


Fig 5.20 IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. ISOCRONAS DE SUCCION

no puede apreciarse que las isocronas del grado de saturación se desplacen paralelamente a sí mismas hacia el interior del suelo y por ello no existe la zona de transmisión mencionada.

Sin embargo en las etapas iniciales del proceso (en las cuales el borde inferior de la columna no ejerce aún influencia en la distribución de humedad) puede observarse que la profundidad a partir de la cual el grado de saturación es inferior a uno dado, varía linealmente (para cada S_r en concreto) con la raíz cuadrada del tiempo transcurrido desde el inicio del proceso. Este fenómeno se refleja en la figura 5.22 y está plenamente de acuerdo con la teoría establecida por Philip (1969).

Por último la figura 5.23 muestra la evolución de la velocidad de infiltración y de la infiltración acumulada con el tiempo. Dado que existe hinchamiento en el suelo la infiltración acumulada final es algo mayor que $n_0(1-S_{r_0}) V_0$. Salvo en las etapas finales la velocidad de infiltración se mantiene por encima de la permeabilidad del agua en medio saturado, lo que evidencia una vez más el carácter predominante de las fuerzas capilares. Como consecuencia de la forma de la superficie de estado de saturación y de la relación entre grado de saturación y permeabilidad del aire durante todo el proceso de infiltración el aire mantiene un flujo vertical ascendente que no permite saturar la zona superior de la columna. En caso de que el suelo estuviera saturado en la parte superior y tuviera un valor de entrada de aire apreciable, el aire no podría escapar por la parte superior hasta que debido a la compresión a la que está sometido por el agua que se infiltra alcanzara una presión que excediese de ese valor de entrada de aire. En

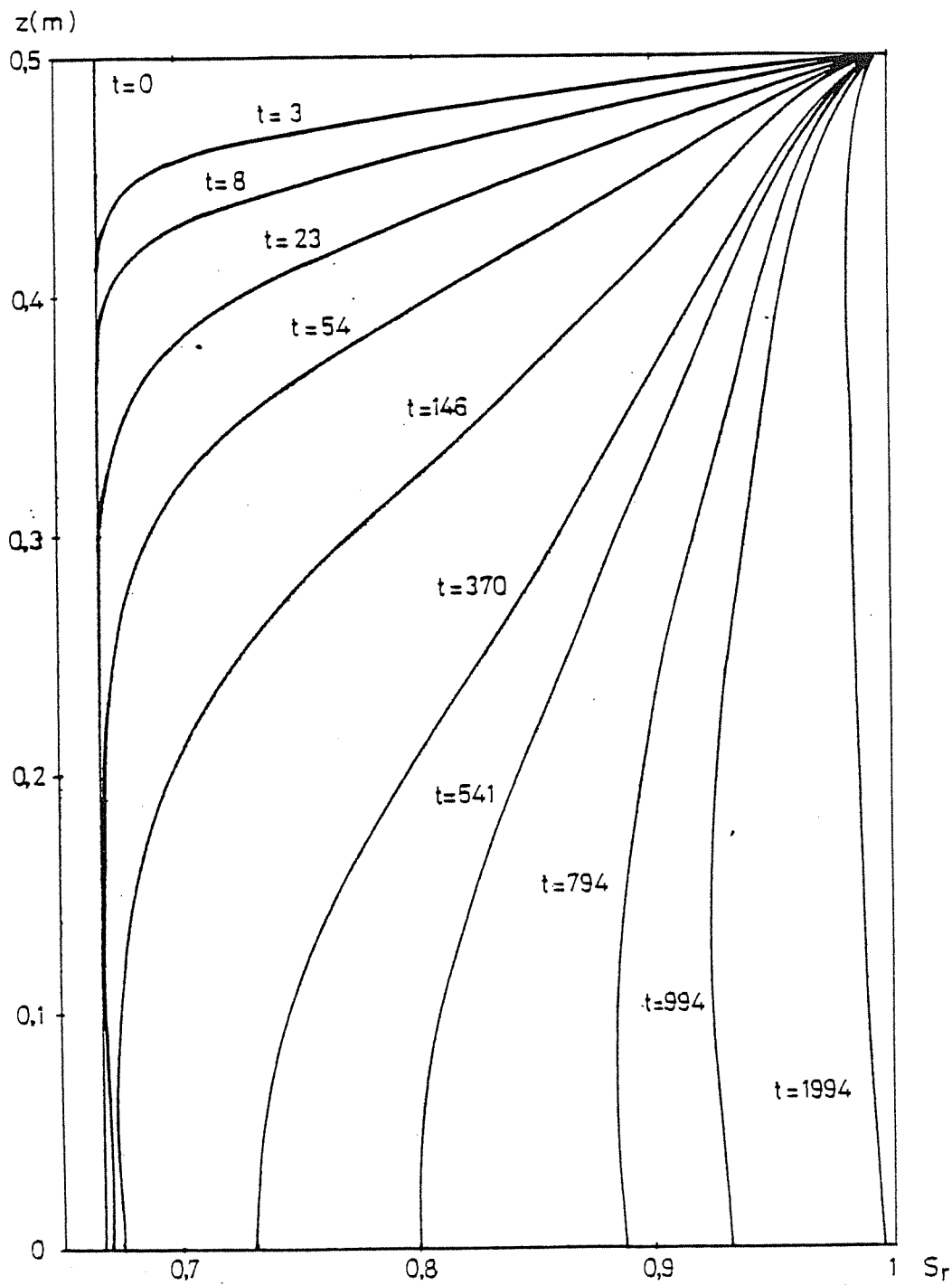


Fig 5.21 IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. ISOCRONAS DE SATURACION

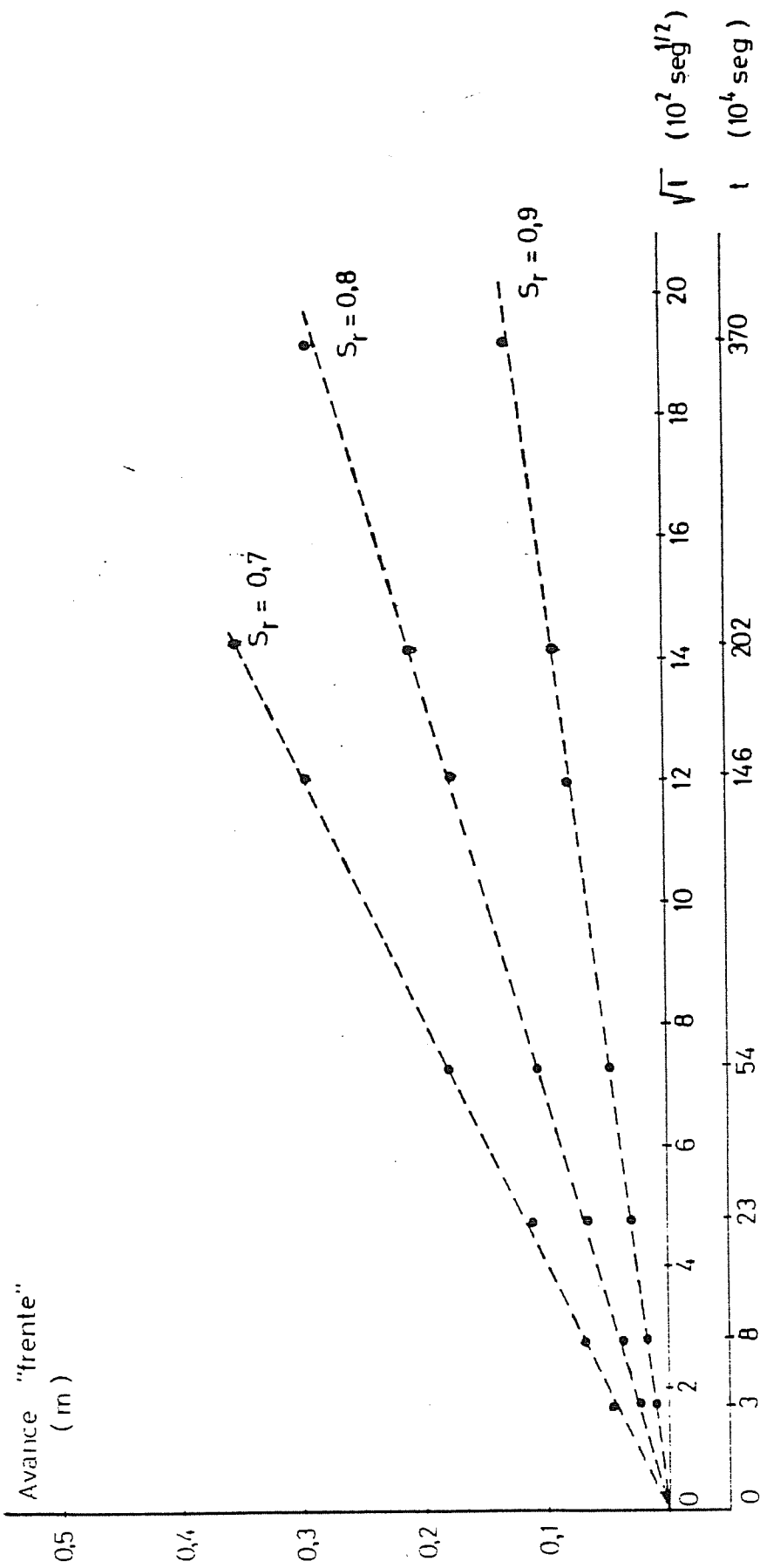


Fig 5.22 IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. AVANCE DEL "FRENTE" DE SATURACION
EN FUNCION DE \sqrt{t}

ese caso el aire comenzaría a escapar del suelo, lo que aumentaría la facilidad del agua para infiltrarse. Este fenómeno analizado por Morel-Seytoux (1972) no se da en este caso por la imposición de que en el contorno la permeabilidad del aire no es nula en ningún momento (aunque es extremadamente baja).

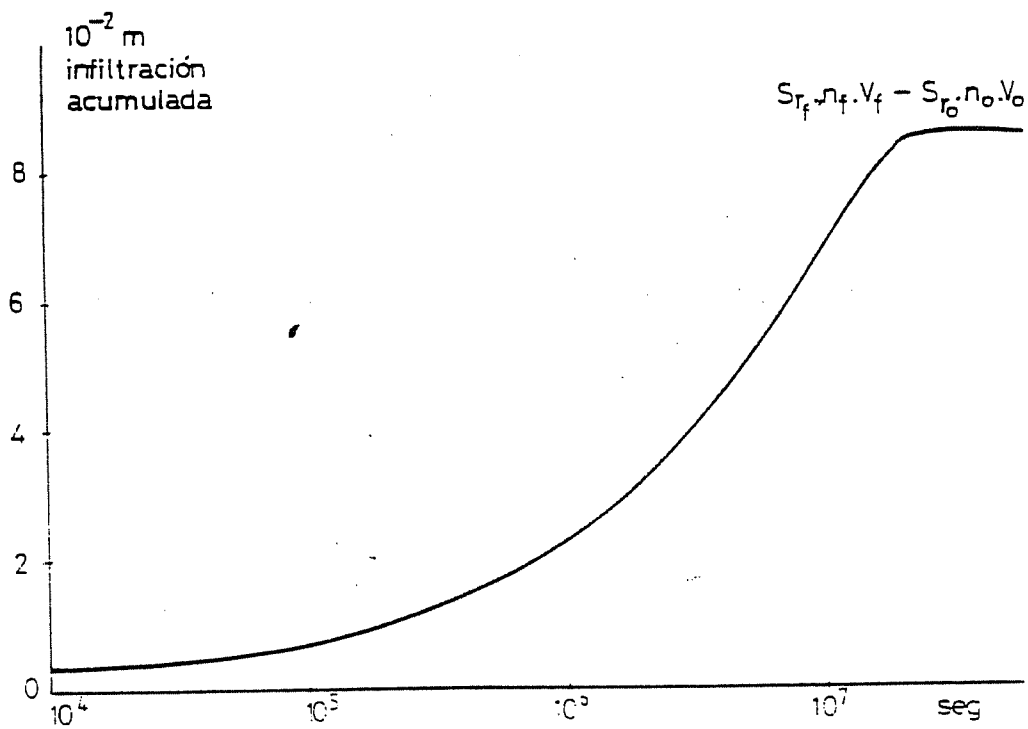
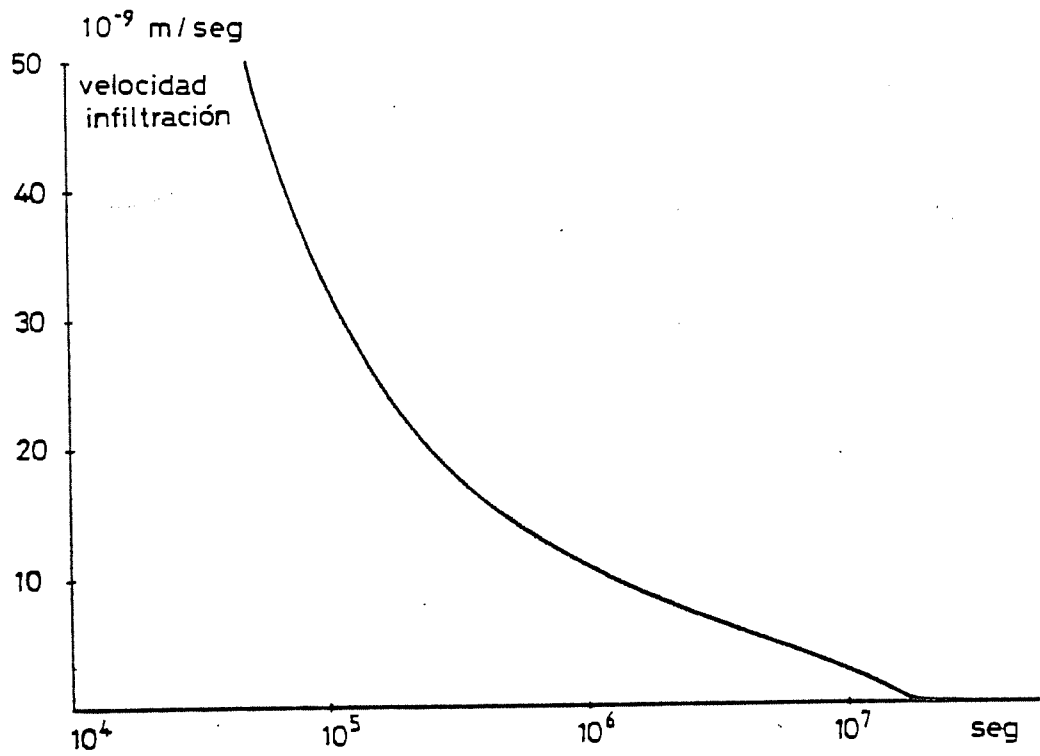


Fig 5.23 IMBIBICION BASE IMPERMEABLE. EVOLUCION DE LA VELOCIDAD DE INFILTRACION E INFILTRACION ACUMULADA

5.- CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA.

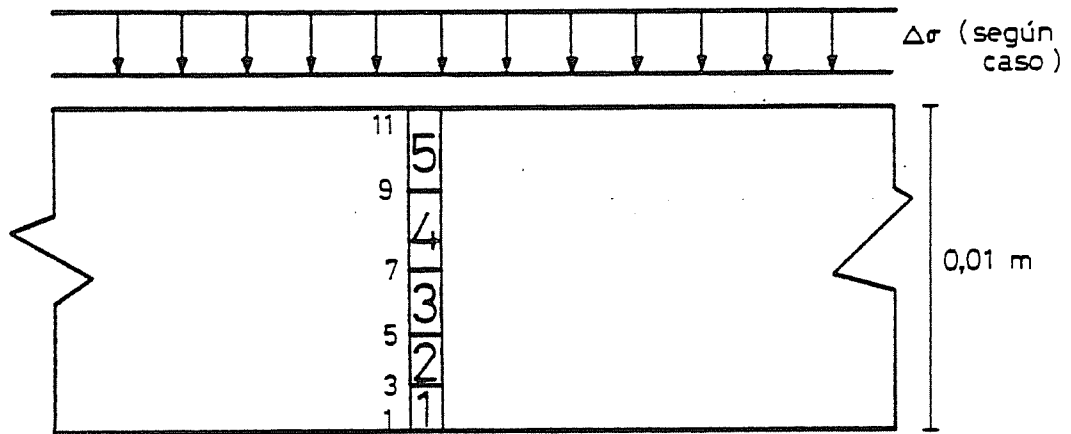
En este apartado se analizará el comportamiento del suelo sometido a la aplicación de una carga instantánea, manteniéndose en los bordes una succión igual a la succión inicial del suelo. Las condiciones de contorno e iniciales se muestran en la figura 5.24. Por simetría se ha considerado un plano impermeable en el centro de una pastilla edométrica de 2 cm. de espesor.

La aplicación de una carga en condiciones no drenadas, provoca en el suelo no saturado unos aumentos iniciales de presión que deben ser calculados de acuerdo con lo establecido en el capítulo anterior. Las presiones de aire y agua calculadas se toman como condiciones iniciales del proceso de consolidación.

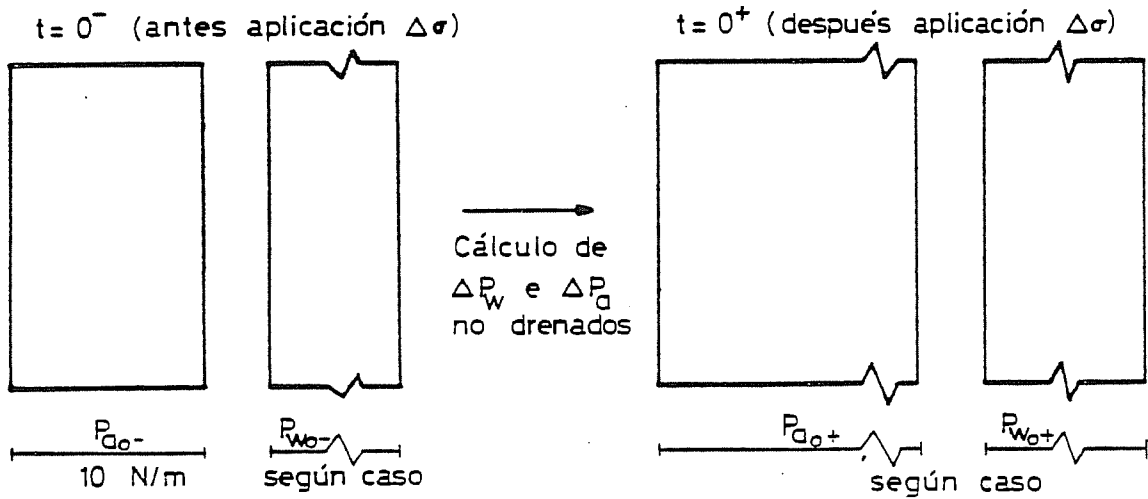
Para resolver este caso se han tomado 5 elementos cuyo tamaño va aumentando a medida que están más próximos al borde impermeable, ya que los gradientes de presión serán máximos en las proximidades del borde con succión controlada.

En la figura 5.25 se muestran las isocronas correspondientes a las presiones de aire y agua y a la succión. En el proceso cabe distinguir 3 etapas:

- a) aumento de presiones en condiciones no drenadas. Reducción más o menos grande de la succión.
- b) disipación total de la sobrepresión de aire, con una variación pequeña de la succión. Disipación parcial de la sobrepresión de agua.



Condiciones iniciales



Condiciones de contorno

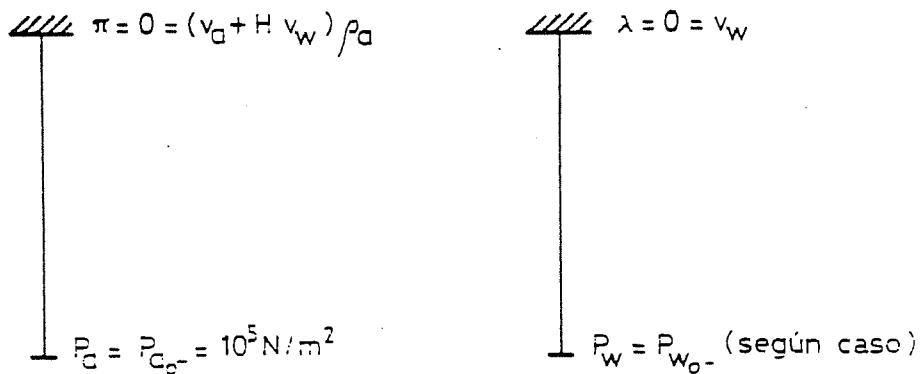


Fig 5.24 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO

$$\begin{aligned}
 R_{00} - R_{W0} &= 3 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2 \\
 \sigma_0 - R_{00} &= 0 \\
 \Delta \sigma &= 2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

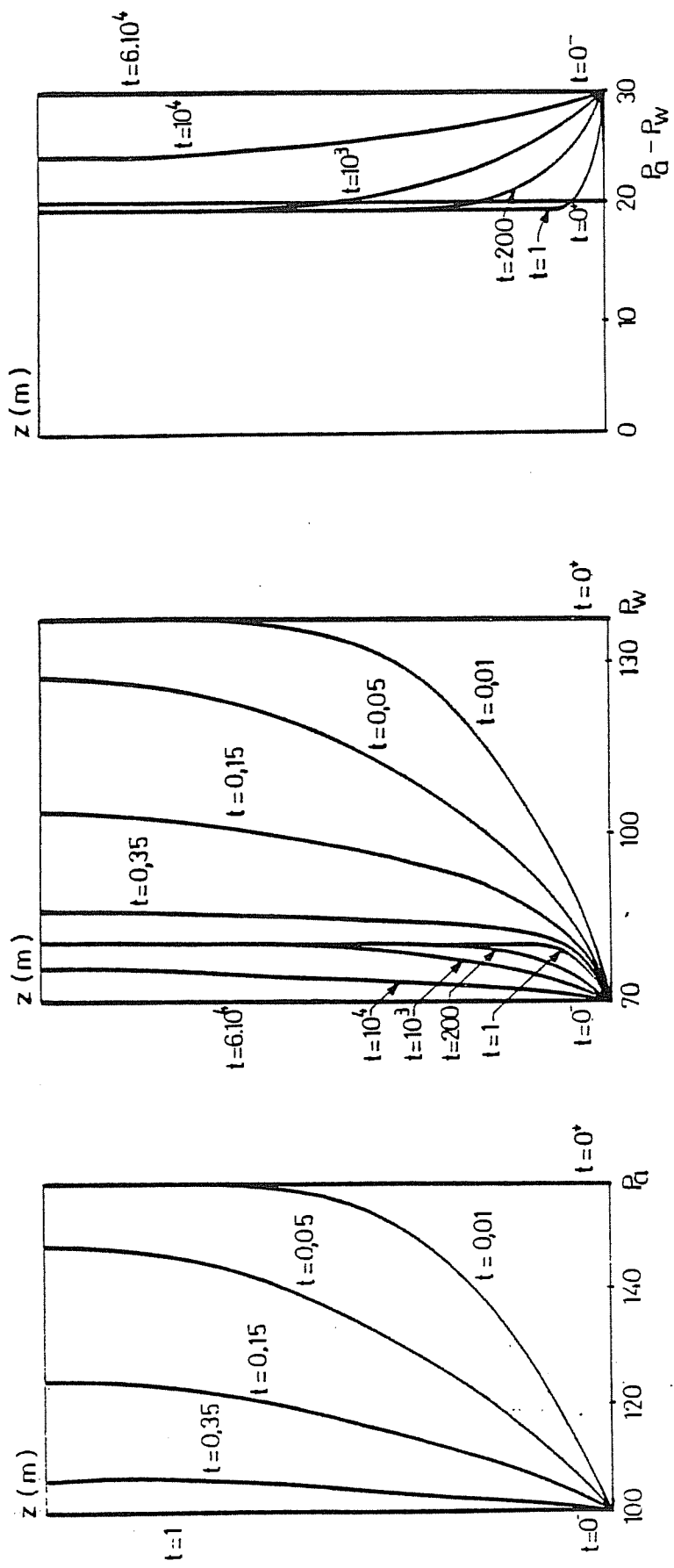


Fig 5.25 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. ISOCRONAS DE PRESION DE AIRE, AGUA Y SUCCION

- c) Aumento de la succión en el suelo, hasta alcanzar la succión inicial de equilibrio. Presión del aire constante y disipación total de la sobrepresión de agua.

En la primera etapa, analizada en el capítulo anterior, se producen unos aumentos de presión de agua y aire que salvo para suelos en condiciones de succión muy elevada y con una carga previa importante comportan una disminución de la succión inicial del suelo. El aumento de presiones relativo al valor de la carga aplicada variará en función de las condiciones iniciales del suelo, pero salvo suelos muy próximos a la saturación, los incrementos instantáneos de presión serán bastante menores que la carga aplicada. Por otra parte la deformación no drenada del suelo es un porcentaje alto de la deformación total, en este caso particular para grados de saturación menores de 0,85 la deformación instantánea es mayor que la deformación durante la etapa de disipación de presión de aire. En la figura 5.26 pueden compararse estas deformaciones para diferentes grados de saturación inicial del suelo.

En la segunda parte, se disipan totalmente las presiones de aire y parcialmente las presiones de agua.

La velocidad de disipación de la presión de aire está gobernada lógicamente por la permeabilidad del aire y ésta depende en gran medida del grado de saturación inicial del suelo. (Ver figura 5.2.c.). En la figura 5.26 se refleja el hecho de que la velocidad de deformación, aumenta notablemente al disminuir el grado de saturación. Para grados de saturación menores que 0.9 la presión del aire se disipa en pocos minutos

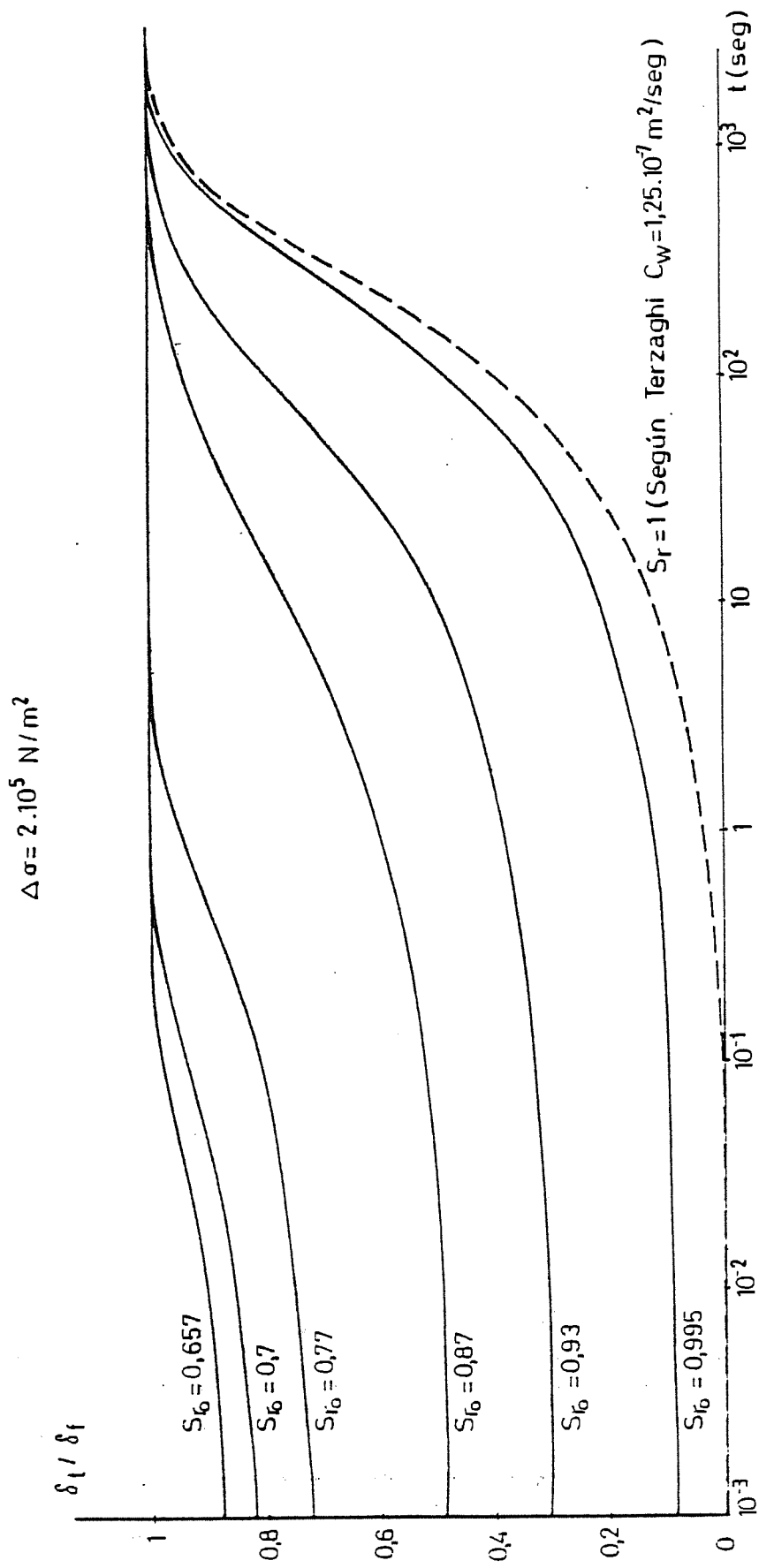


Fig 5.26 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LA DEFORMACION CON EL TIEMPO

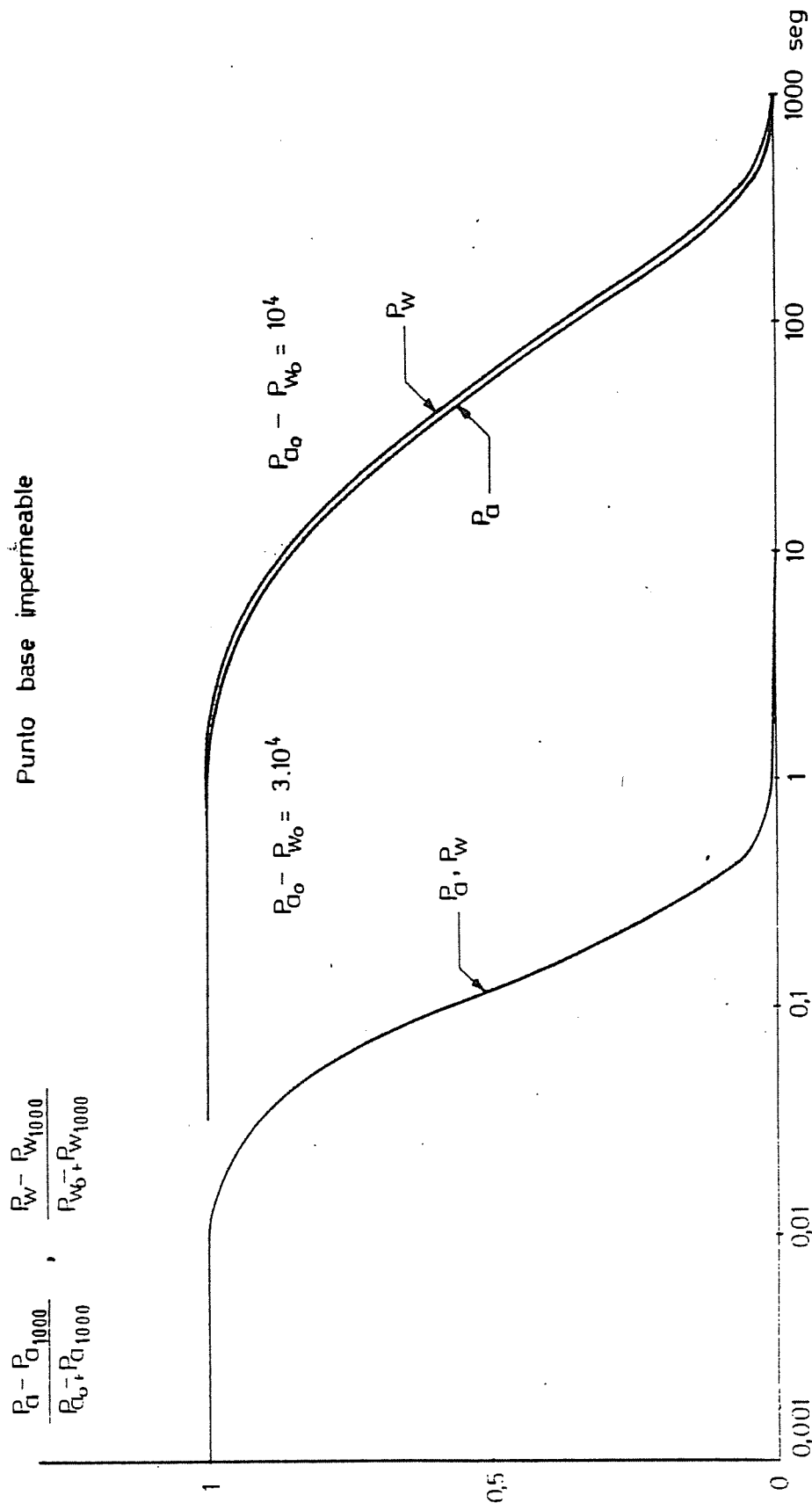


Fig 5.27 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA EN EL BORDE IMPERMEABLE

y para grados de saturación menores que 0.7 en segundos.

En la figura 5.27 se ha representado la variación de presión de aire y agua en esta segunda etapa en función del tiempo. Puede desprenderse de ella, además del hecho ya mencionado de aumento de rapidez de disipación con la succión inicial que la presión del agua va disipándose a una velocidad muy parecida a la de la presión del aire. Esto es debido a que como se verá la succión en esta segunda etapa varía muy poco. Por lo tanto es también determinante en la velocidad de disipación de la presión del agua la permeabilidad del aire y por tanto el grado de saturación del suelo.

En la figura 5.28 se muestra la trayectoria de tensiones seguida por el punto del suelo correspondiente al borde impermeable. Como puede apreciarse la disminución de succión en esta segunda etapa es mucho menor que la producida por la carga no drenada. A medida que el suelo está inicialmente más seco es menor el aumento de σ - Pa (dado que ha sido menor el aumento de la presión del aire durante la etapa de carga no drenada) y por otra parte es también menor la variación de la succión.

En las figuras 5.29 y 5.30 se refleja la trayectoria de tensiones sobre las superficies de estado de porosidad y saturación del punto correspondiente al borde impermeable. De ellas se desprende que la disminución de volumen durante esta segunda etapa es más pequeña a medida que aumenta la succión inicial y que el grado de saturación aumenta más a medida que disminuye la succión inicial. En cualquier caso las variaciones tanto de la porosidad como del grado de saturación son pequeñas y contrapuestas. Esto es debido a que el volumen de agua contenido

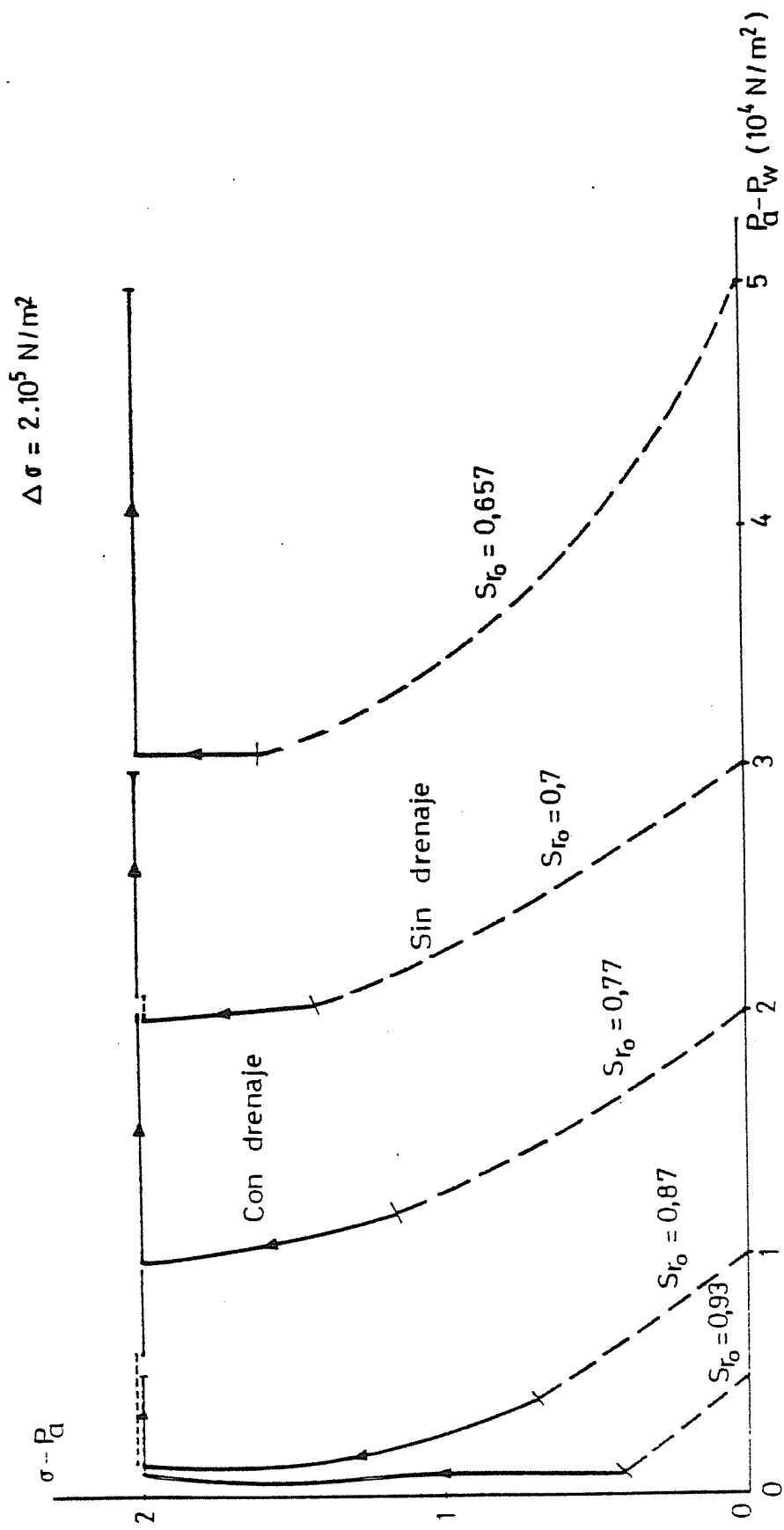


Fig 5.28 TRAYECTORIA DE TENSIONES EN CASO DE CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA

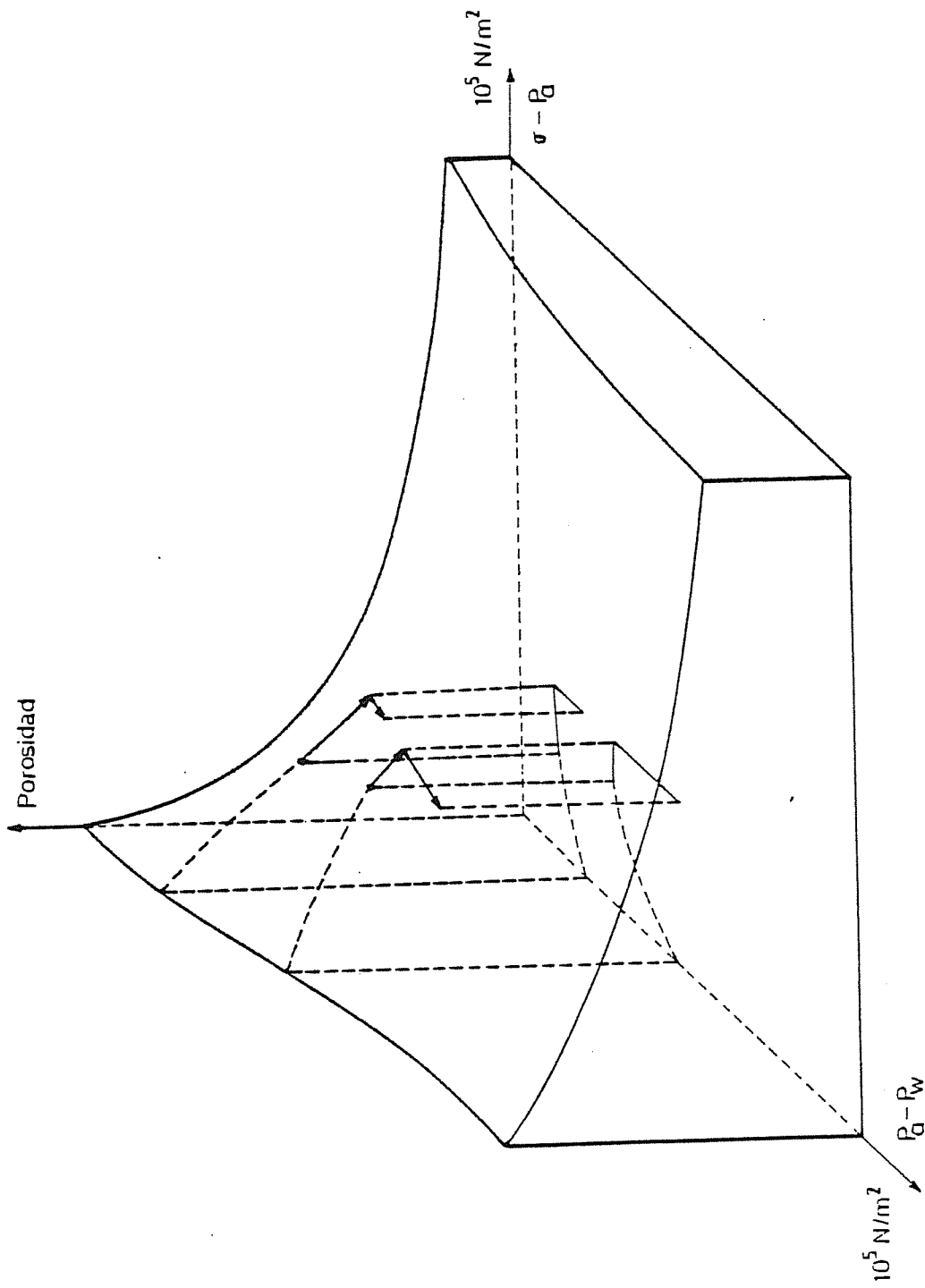


Fig 5.29 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. TRAYECTORIAS SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD

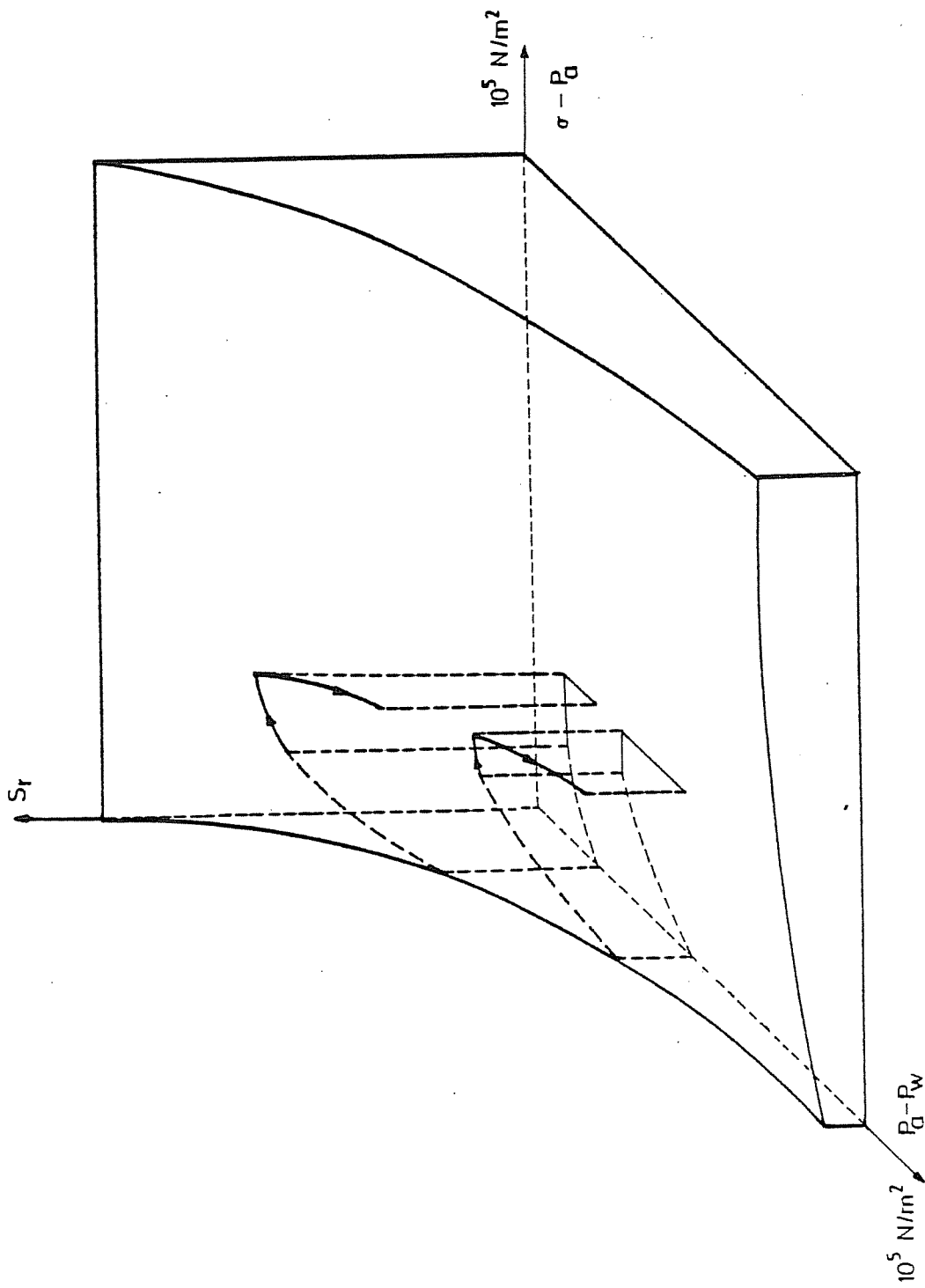


Fig 5.30 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE SATURACION

en el interior del suelo permanece prácticamente constante - durante estas dos primeras etapas. La figura 5.31 muestra los cambios en los volúmenes de aire y agua cuando se aplica una carga de $2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ a un suelo con un grado de saturación - inicial de 0.7.

Tras la carga inmediatamente se reduce el volumen de aire en un 38% pasando el grado de saturación a 0.79. (Lógicamente la aplicación de la carga es lo suficientemente rápida como para que se mantenga la condición de no drenaje y el - volumen de agua permanezca prácticamente constante). Durante la disipación de la presión del aire, se reduce el volumen de aire y el volumen de agua debido al flujo creado por la diferencia de presión con el exterior creada. La reducción del volumen es pequeña en este caso ya que los incrementos de - presión también lo han sido. Sin embargo hay que resaltar que el volumen de agua se ha reducido tan solo alrededor de un 7% del cambio de volumen experimentado por los poros del suelo. Evidentemente este porcentaje aumenta con el grado de saturación hasta que en el caso saturado todo el cambio de volumen de poros del suelo se debe lógicamente al flujo de agua que ha escapado del suelo. Si no se fija la succión en el borde el agua saldrá del suelo sólo mientras su presión esté por encima del valor de la presión atmosférica por lo que en ese caso el volumen de agua que saldrá del suelo será todavía menor. Si la succión inicial es muy grande puede darse el caso de que tras el proceso de carga el valor de la presión de agua no llegue a superar a la presión atmosférica, en cuyo caso no existirá - cambio en el volumen de agua del suelo. (Barden, L. 1965, - Yoshimi and Osterberg, 1963).

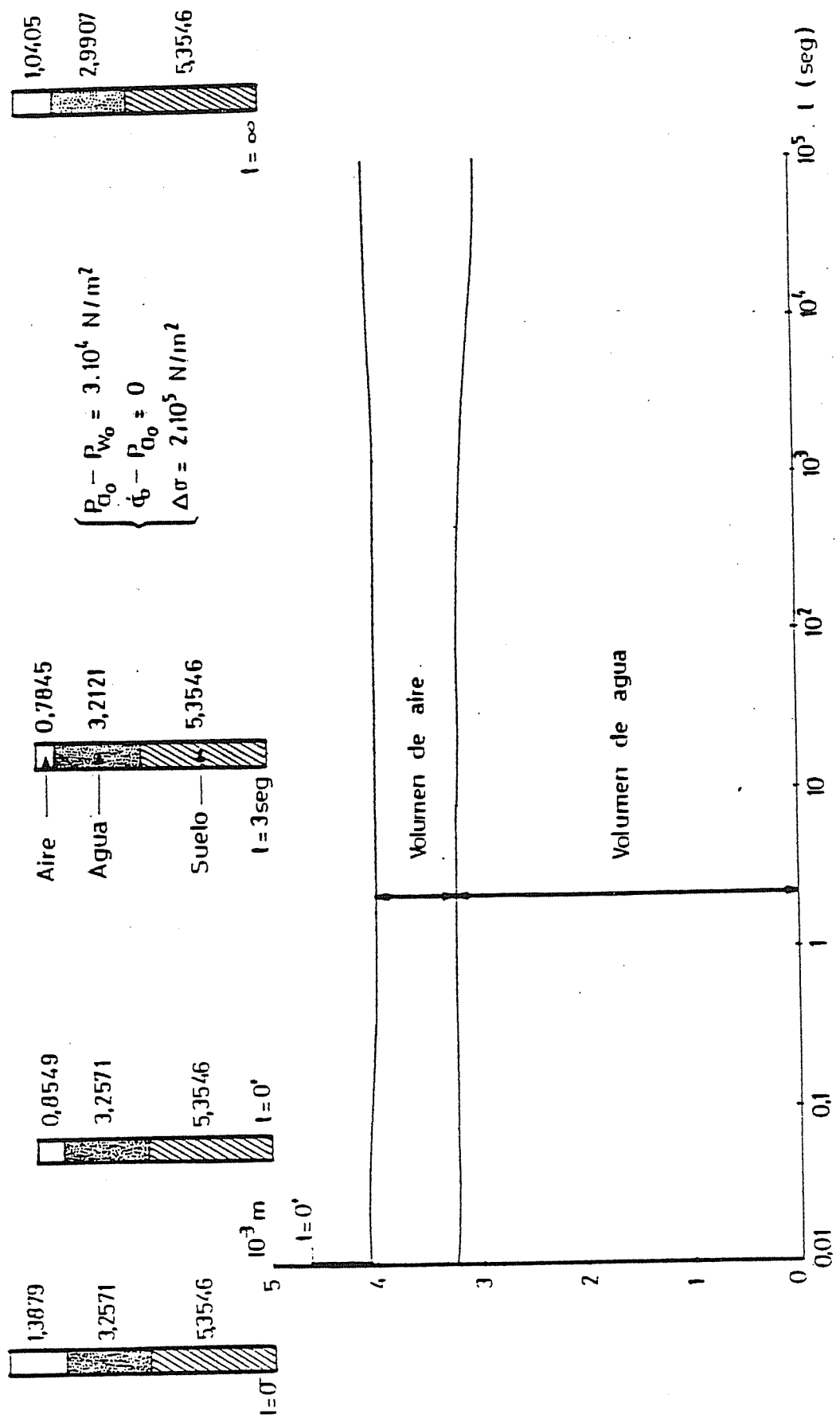


Fig 5.31 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LOS VOLUMENES DE AIRE Y AGUA

El hecho de que el volumen de agua $n S_r (1-n) V_o / (1-n)$ permanece prácticamente constante está de acuerdo con el que el valor de la succión varie poco. Si la succión disminuyera en cantidades apreciables el grado de saturación aumentaría también mucho ($\delta S_r / \delta (P_a - P_w)$ es bastante grande, sobre todo para succiones pequeñas) pero entonces si la deformación no fuera también muy grande, el producto $n S_r (1-n) V_o / (1-n)$ aumentaría, o sea aumentaría la cantidad de agua en el suelo, lo cual dificultaría la disipación de las presiones de agua.

Al final de la segunda etapa, la presión del aire es la atmosférica en todo el suelo, la succión en toda la muestra salvo en las proximidades del borde coincide prácticamente con la succión resultante tras el proceso de carga no drenada. Esta situación queda reflejada en las isocronas correspondientes al tiempo de 1 seg de la figura 5.25.

Tras esta segunda etapa, relativamente rápida si el suelo no estaba muy saturado, se produce la disipación del resto de exceso de presión de agua, hasta que el valor de la succión en todo el suelo se hace igual al valor de la succión fijada en el borde.

En la figura 5.25 se observan las isocronas correspondientes a esta etapa. De alguna manera esta etapa es análoga al ejemplo de infiltración en una columna con base impermeable descrito en el apartado anterior, con la salvedad de que en este caso lo que se produce es un aumento de la succión, que origina un flujo de agua al exterior del suelo mientras en el caso de infiltración se produce una disminución de succión - asociada a un flujo de agua hacia el interior del suelo.

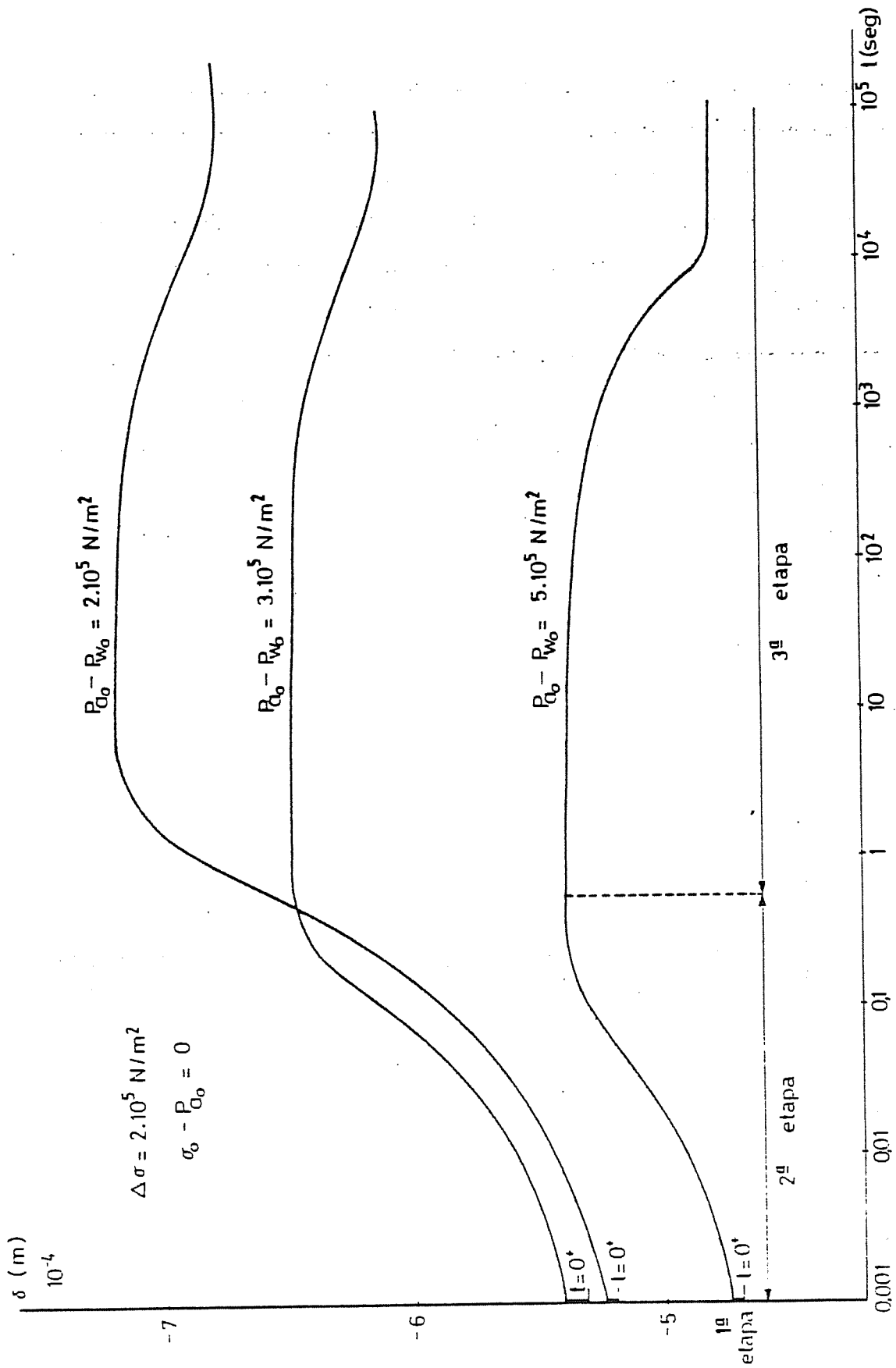


Fig 5.32 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE LA DEFORMACION

Dado que la carga aplicada, en este caso de 2.10^5 N/m^2 , es lo suficientemente grande como para que el suelo se encuentre en la zona de la superficie de estado de la porosidad asociada al fenómeno del colapso, $\partial n / \partial (P_a - P_w)$ es positivo y al reducirse la succión se producirá un hinchamiento del suelo. Como se refleja en la figura 5.32 la magnitud de este hinchamiento es comparable a la deformación originada durante la etapa de disipación de presión de aire. Por otra parte se observa asimismo que la duración de esta última etapa es mucho más larga que la precedente. Esto es debido a que la velocidad de disminución de la succión está regulada por la permeabilidad del agua, mucho menor en los casos mostrados que la permeabilidad del aire.

Si no se hubiera fijado la succión en el borde esta -
tercera etapa no tendría lugar ya que tras la segunda, la -
succión en toda la muestra es prácticamente constante.

En la figura 5.33 se muestra la evolución de las permeabilidades del aire y del agua, así como del grado de saturación del suelo durante las tres etapas mencionadas. Tras la aplicación de la carga se produce un aumento relativamente grande de saturación. Posteriormente durante la segunda etapa el grado de saturación tiende a aumentar, aunque como se ha dicho, de una forma moderada. En esta segunda etapa la permeabilidad del aire y del agua disminuyen debido al efecto de disminución de volumen de poros, aunque por el hecho de que aumenta el grado de saturación la disminución de permeabilidad del agua es bastante menor que la del aire. En la tercera etapa la permeabilidad del agua disminuye, ya que al aumentar la succión, el grado de saturación disminuirá también, mientras que la permeabilidad

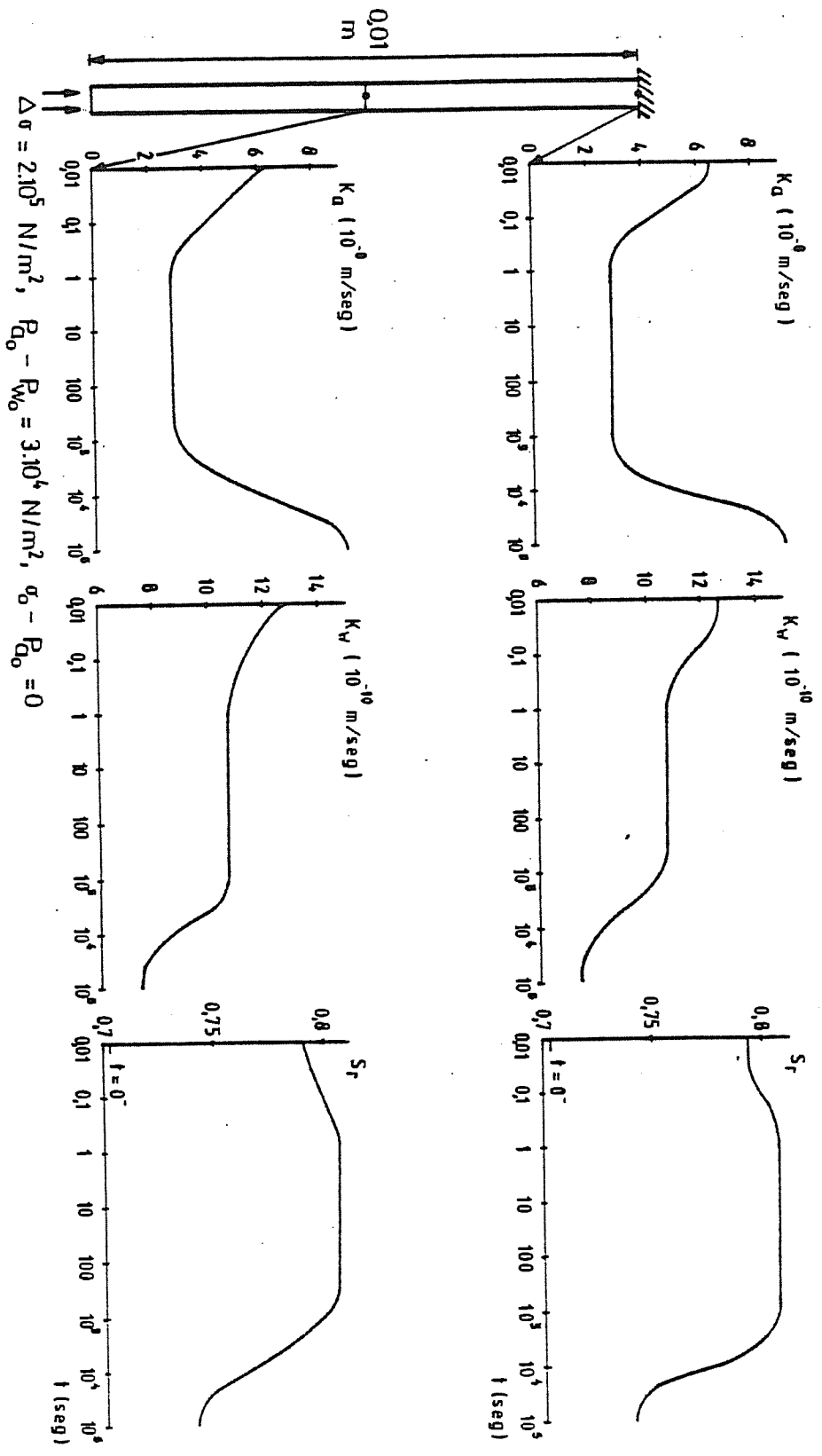


Fig 5.33 CONSOLIDACION CON SUCCION CONTROLADA. EVOLUCION DE PERMEABILIDADES Y GRADO DE SATURACION

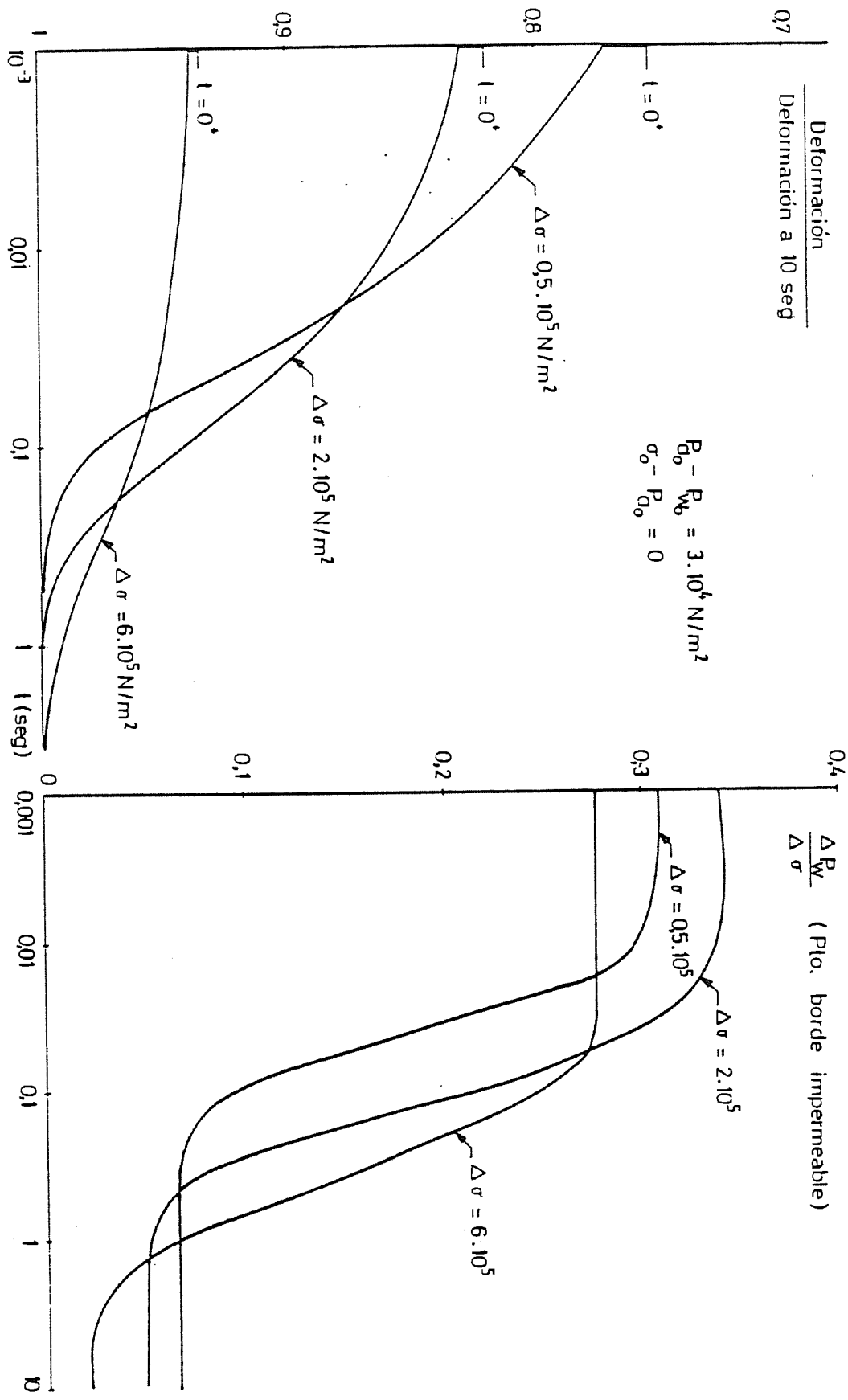


Fig. 5.34. EVOLUCION DE LA DEFORMACION Y LA PRESION DEL AGUA EN EL BORDE IMPERMEABLE PARA DISTINTOS INCREMENTOS DE CARGA

del aire aumentará.

La disminución del grado de saturación en esta última etapa en el caso presentado es mayor que el aumento producido en la segunda etapa, aunque como se desprende de la forma de la superficie de estado de saturación al aumentar el valor de $\sigma - P_a$ manteniendo $P_a - P_w$ constante la variación neta del grado de saturación ha de ser de aumento. Por otra parte, este aumento en el grado de saturación hubiera sido mayor en caso de no fijar la succión en los bordes.

Por último en la figura 5.34 se muestra la evolución de la deformación y la presión de agua para distintos incrementos de carga. Al aumentar la magnitud de la carga la deformación inicial es mayor, esto hace que la permeabilidad del aire que rige la velocidad de deformación del suelo durante la segunda etapa sea menor y por tanto la velocidad de disipación de presiones y de deformación sea menor. Hay que tener en cuenta que debido a la rapidez de este proceso y a que la carga no puede colocarse de una manera instantánea es muy difícil corroborar estos resultados con resultados prácticos. En una experiencia de laboratorio se reflejaría una disminución muy rápida de volumen para los aumentos de carga grandes durante las etapas iniciales, mientras que para cargas de menor cuantía la variación de volumen sería menos brusca. (Yoshimi and Osterberg, 1963).

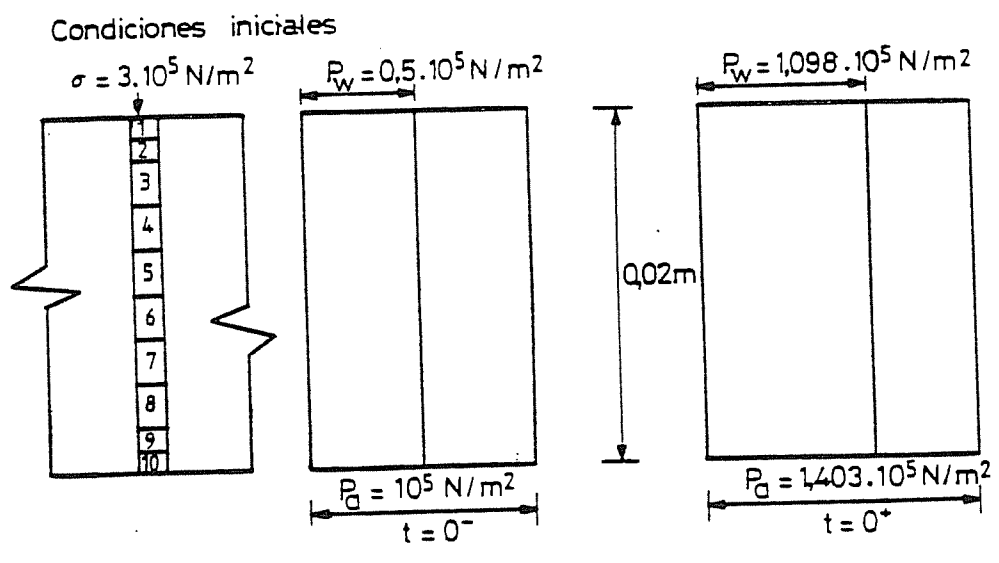
6.- COLAPSO.

Un proceso realizado con frecuencia en laboratorio es saturar una pastilla en un edómetro con una carga aplicada que se mantiene constante. Si la carga aplicada es importante y la estructura del suelo es potencialmente inestable se produce el fenómeno del colapso.

En el presente caso se ha aplicado una carga de $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ a un suelo con una succión inicial de $0.5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$. Tras la rápida disipación de las presiones de aire (del orden de 2 seg) se procede a inundar la pastilla de suelo. Las condiciones iniciales y de contorno se muestran en la figura 5.35. Es de resaltar que las condiciones de contorno cambian a lo largo del tiempo.

Los procesos de carga sin drenaje y disipación de las presiones de aire son análogas a las descritas en el apartado anterior.

Tras un fuerte descenso de volumen, se produce durante la etapa de disipación de la presión de aire una disminución de volumen adicional, aunque de escaso valor. Tras la inundación se produce un descenso brusco de la permeabilidad del aire en los bordes de la muestra. En la figura 5.40, se muestra como la permeabilidad del aire es mucho menor en los extremos que en el centro (este ejemplo fué desarrollado tomando un valor de la pendiente de la recta que relaciona K_a con $(n \cdot S_r)$ mayor que el resto de los casos del capítulo, por lo que la variación de K_a con el grado de saturación y la porosidad es mayor que la mostrada en la figura 5.2).



Condiciones de contorno:

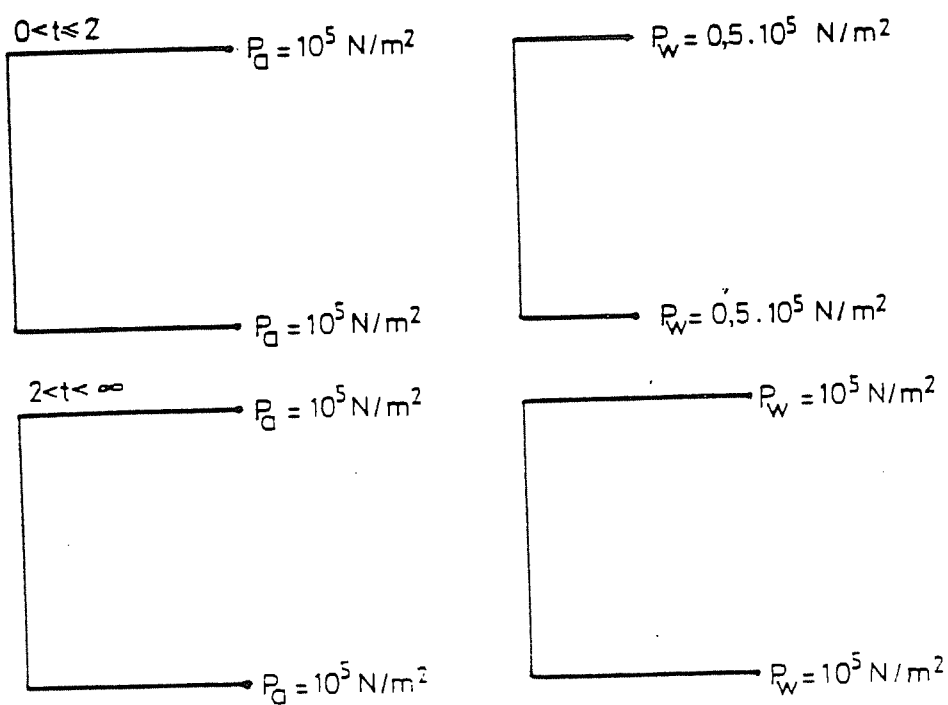


Fig 5.35 CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO PARA EL CASO DE COLAPSO

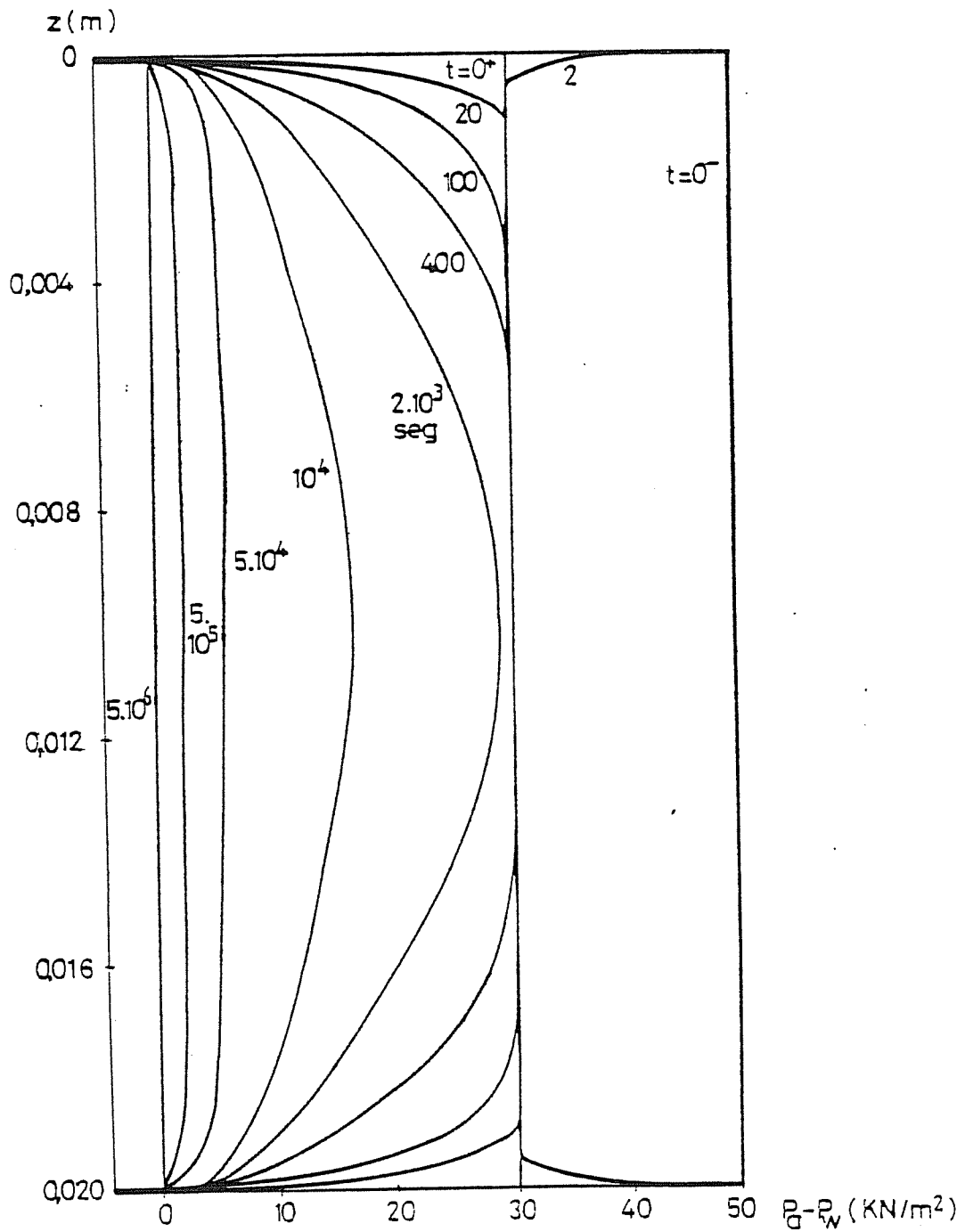


Fig 5.36 ISOCRONAS DE SUCCION (CARGA A $t=0^-$, INUNDACION DE AMBOS EXTREMOS A $t=2$ seg). CASO COLAPSO

Por lo tanto para que se produzca el flujo de aire necesario para que se desarrolle la infiltración de agua aumenta ligeramente la presión de aire en el centro de la muestra - (hasta un valor máximo de $1,07 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$). Esto hace que el valor de σ -Pa disminuya ligeramente en casi toda la muestra (Ka sigue siendo alto en el interior), mientras que la succión sólo ha disminuido en los puntos cercanos a los bordes y permanece constante en el resto. Por lo tanto se produce un ligero hinchamiento que se va convirtiendo en colapso a medida que disminuye la succión en el suelo. En la figura 5.36 se muestra la evolución de la succión a lo largo del tiempo y en la figura 5.37 la evolución de la deformación con el tiempo.

La infiltración de agua en el suelo se ve favorecida por el incremento de la permeabilidad del agua a medida que va aumentando el grado de saturación del suelo. En la figura 5.38 se muestran las isocronas de la permeabilidad del agua. Aunque la variación de la permeabilidad del agua es menor que la del aire, pasa tras la saturación a un valor que es más del doble del inicial. Las figuras 5.39 a y b muestran la evolución en algunos puntos del suelo de las permeabilidades del aire y del agua y del grado de saturación del suelo respectivamente.

A medida que avanza el proceso la succión del suelo va disminuyendo mientras la presión del aire va manteniéndose - prácticamente constante. En las últimas etapas del proceso cuando la succión es prácticamente nula se va reduciendo muy lentamente el exceso de presión de aire originado por la infiltración, lo que conduce a una disminución de volumen pequeña (σ -Pa aumenta) y muy lenta (Ka es prácticamente nula) que - prolonga el final del proceso extraordinariamente.

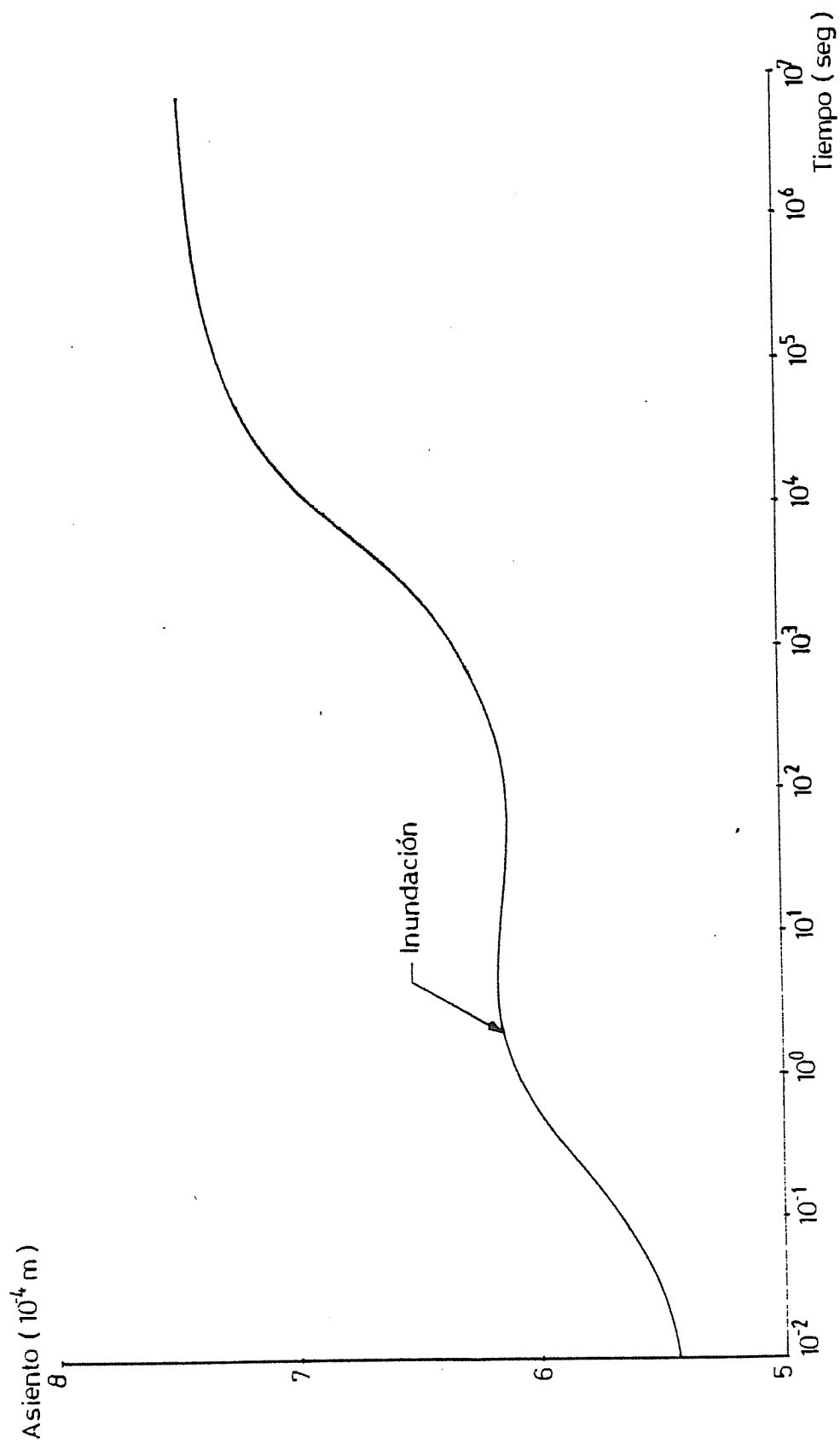


Fig 5.37 EVOLUCION DEL ASIEN TO EN FUNCION DEL TIEMPO

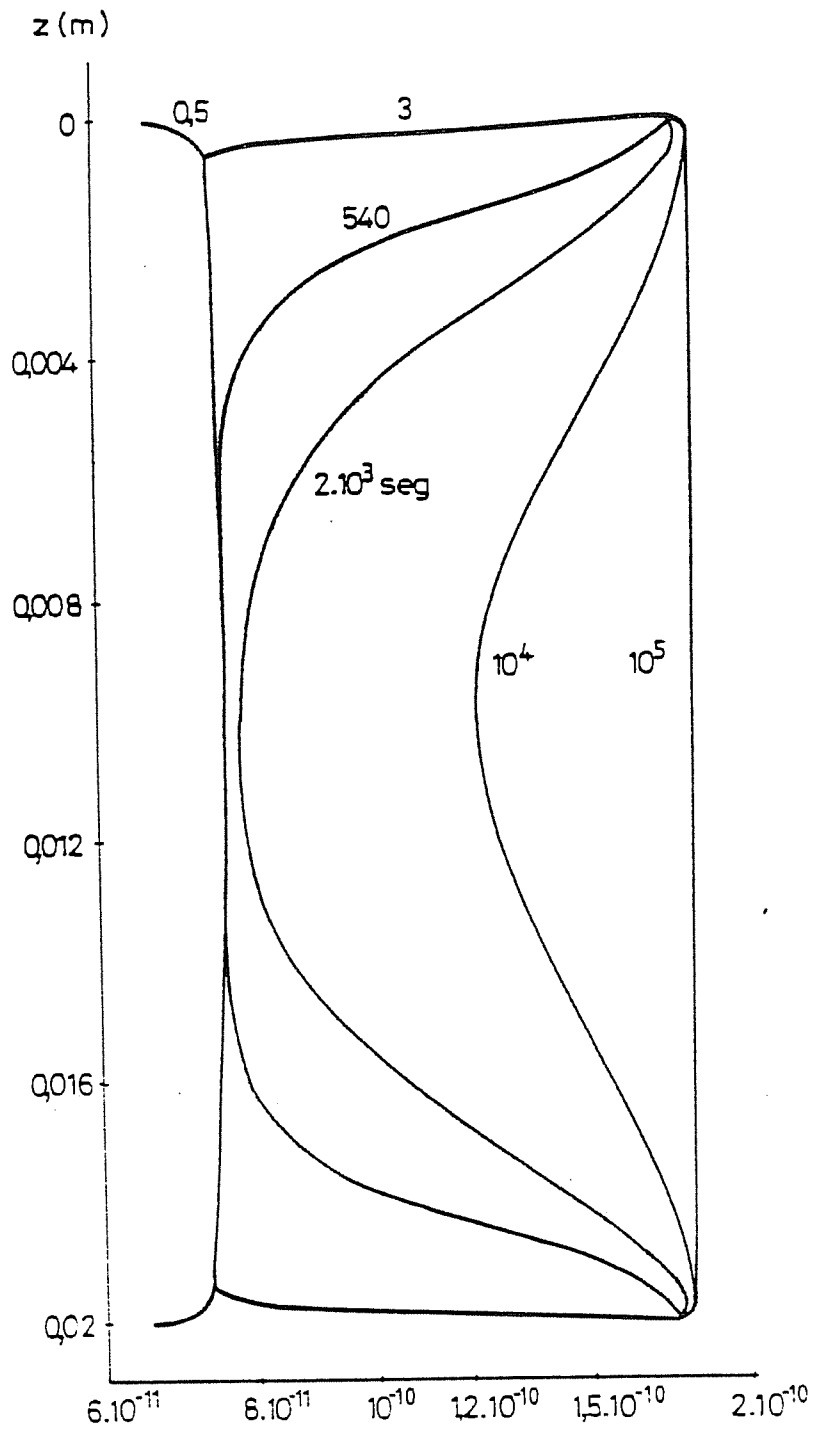


Fig 5.38 PERFILES DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA PARA DIFERENTES INSTANTES DE TIEMPO (INUNDACION DE AMBOS EXTREMOS A $t=2 \text{ seg}$). CASO COLAPSO.

Este caso muestra de una manera patente las fuertes - interconexiones que existen entre las distintas variables que actúan en el problema y como lo hacen de una manera fuertemente no lineal.

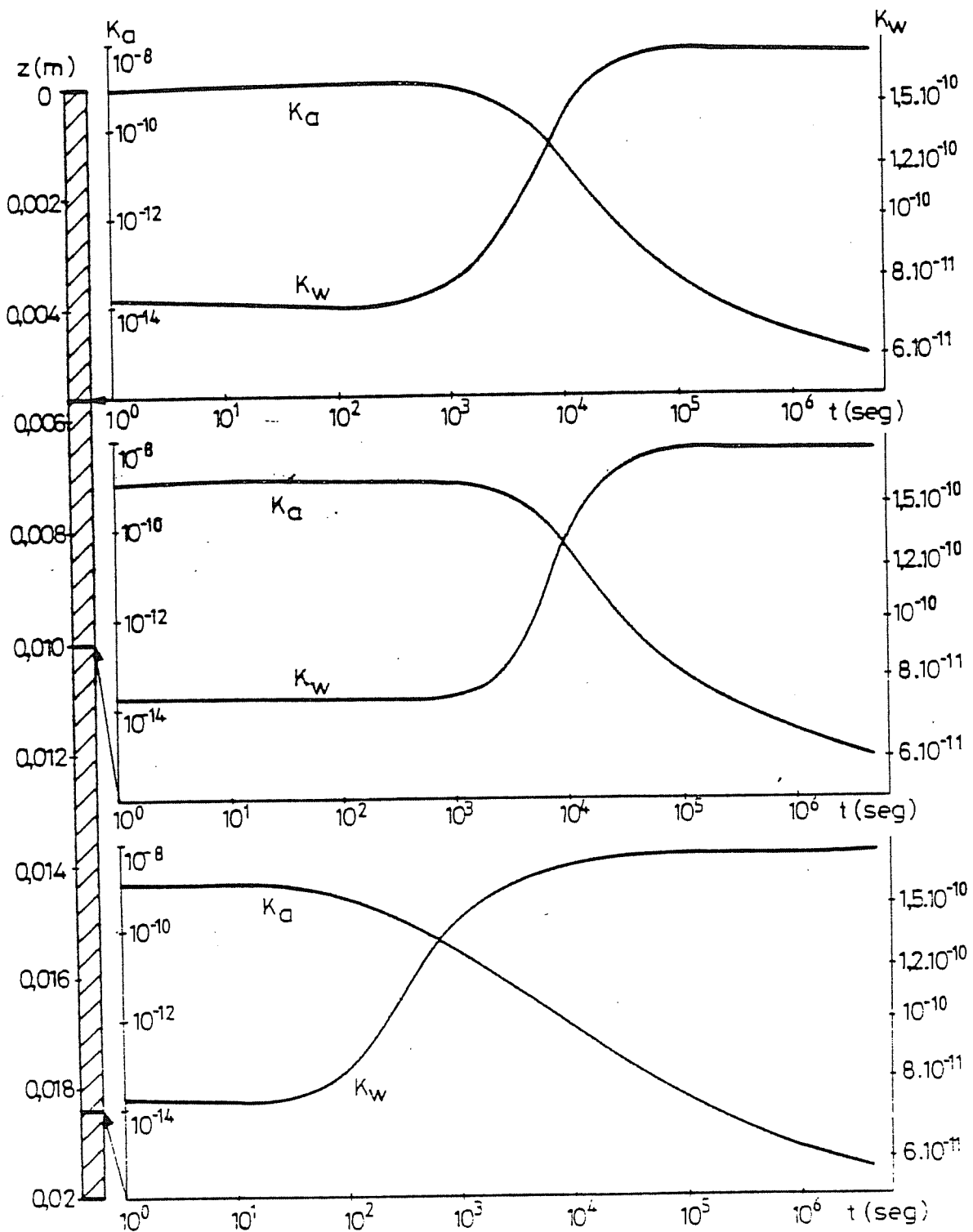


Fig 539a EVOLUCION DE LAS PERMEABILIDADES DEL AIRE Y DEL AGUA PARA TRES PUNTOS DE LA MUESTRA. CASO COLAPSO

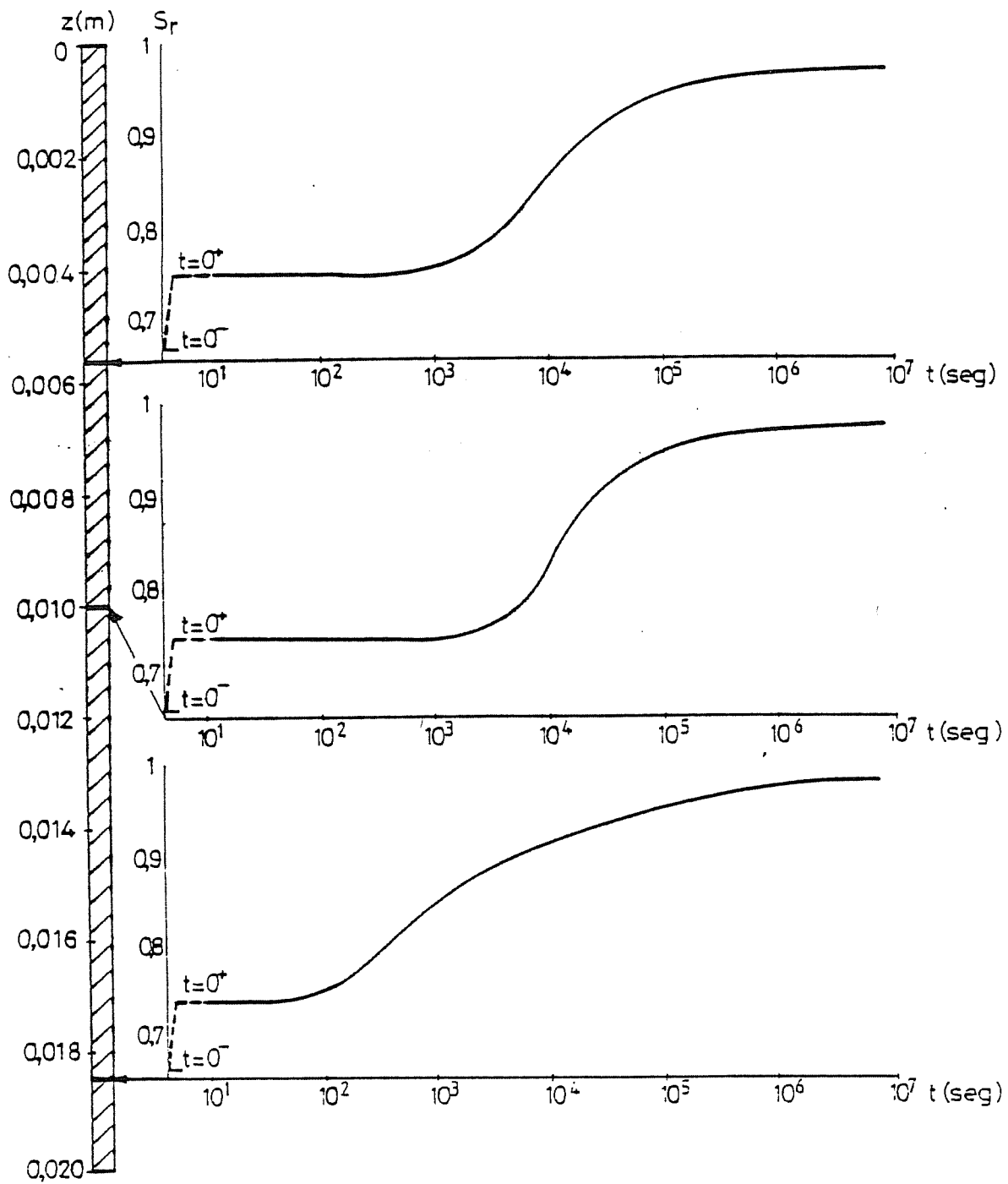


Fig 5.39b EVOLUCION DEL GRADO DE SATURACION PARA TRES PUNTOS DE LA MUESTRA. CASO COLAPSO

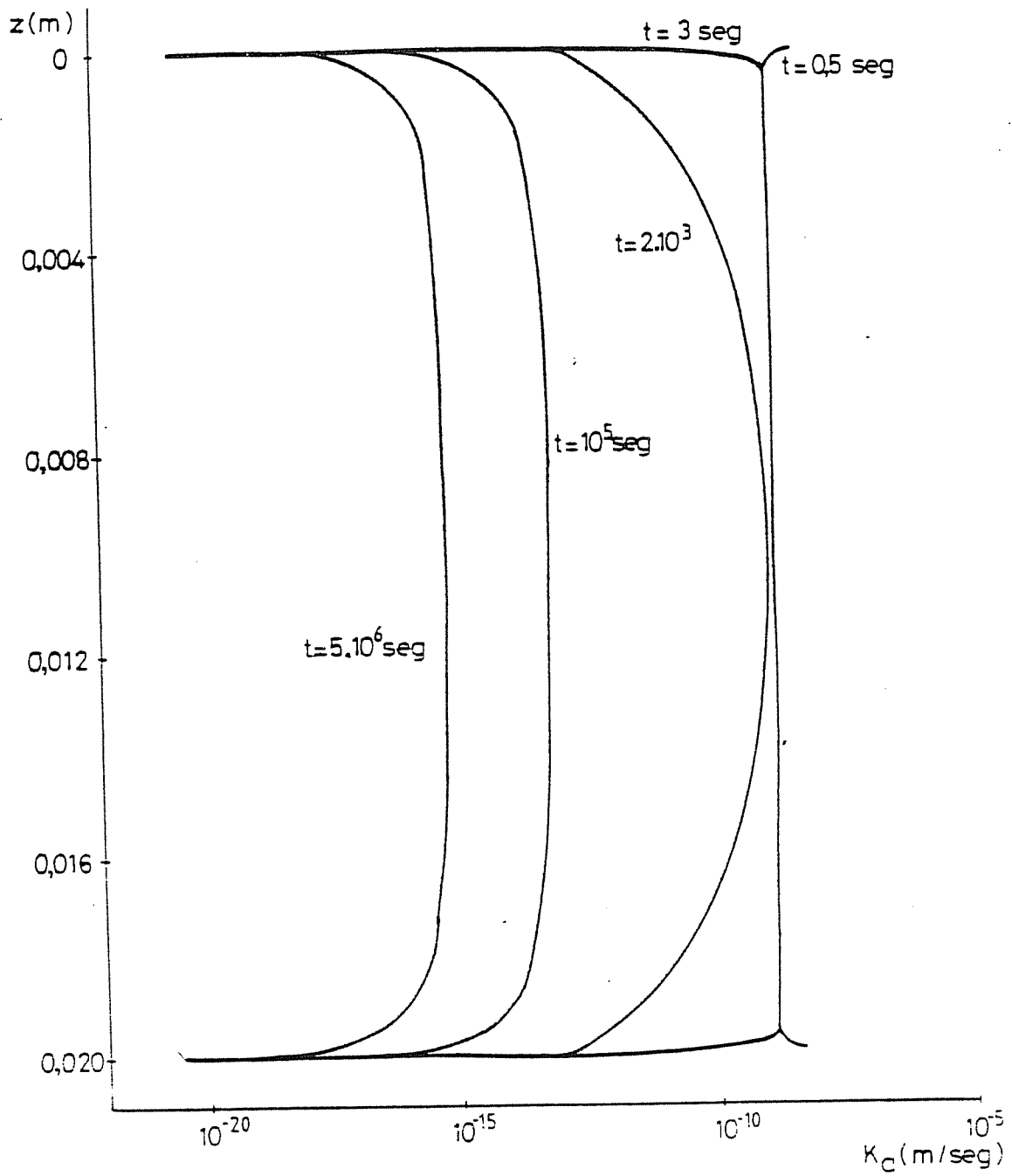


Fig 5-40 PERFILES DE PERMEABILIDAD DEL AIRE PARA DIFERENTES INSTANTES DE TIEMPO (INUNDACION DE AMBOS EXTREMOS EN $t = 2 \text{ seg}$). CASO COLAPSO

7.- GENERACION DE PRESIONES POR ACUMULACION DE CAPAS DE SUELO.

7.1.- INTRODUCCION.

Un proceso de gran importancia práctica es la generación de presiones durante la construcción de un terraplen arcilloso o del núcleo de una presa de tierras. El conocimiento de presiones de aire y agua durante y después de la construcción es fundamental de cara al análisis resistente y deformacional de este tipo de obras. Bishop et al (1961) concluyen que un método de construcción que dependa de la disipación de la presión del agua en los poros del suelo sólo puede ser adoptado si se tiene un perfecto conocimiento de la evolución de las presiones a lo largo de la construcción. Este conocimiento se adquiere hasta ahora con el uso extensivo de piezómetros en la obra.

A parte de las condiciones de drenaje impuestas por el proyectista la velocidad de disipación de presión está influenciada en gran manera por las condiciones de puesta en obra del material que constituye la presa. Penman (1979) estudia las diferencias de comportamiento durante la construcción de las presas de Usk y Daer. En la presa de Usk la humedad de puesta en obra era del 12.2% y la humedad óptima del proctor de 9.8 mientras que en Daer la humedad de puesta en obra era del 7.5% y la humedad óptima de 9.6%. En la figura 5.41.a y b se muestra los resultados obtenidos en laboratorio por dicho autor en lo concerniente a generación de presiones en condiciones no drenadas y en la figura 5.41.c la evolución de los incrementos de presión originados por la carga producida por un bulldozer en cada una de las dos presas. La generación de presión intersticial es mucho mayor en la presa de Usk y por otra parte la

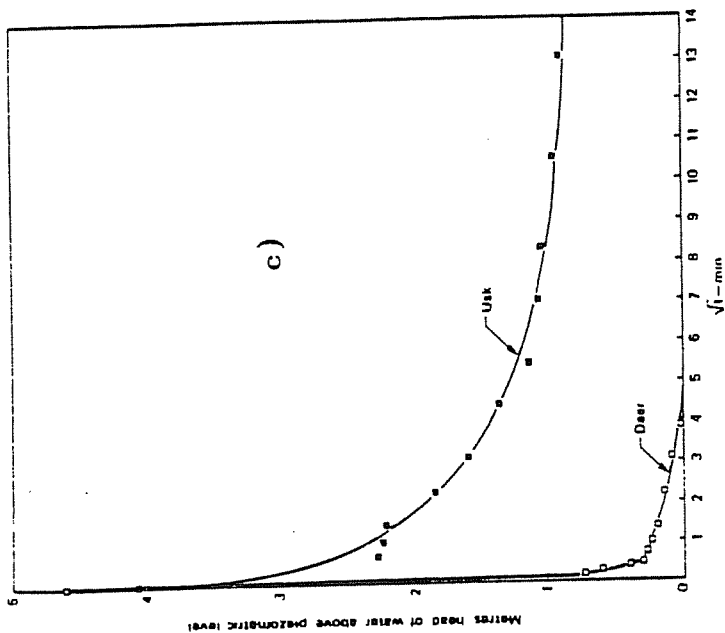
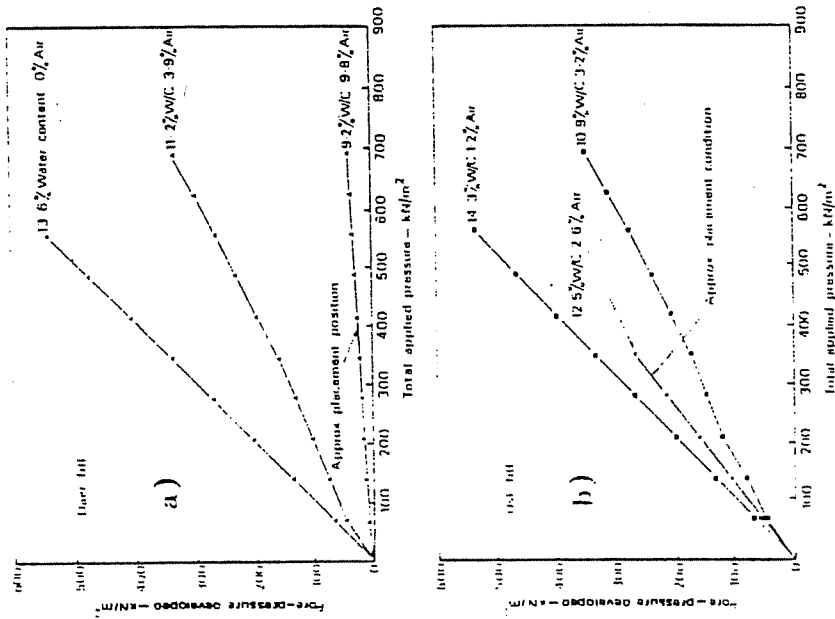


FIG. 5.41.- Incrementos de presión en condiciones no drenadas en la Presa de Daer a) y Usk b). Comparación de la velocidad de disipación de presiones c). (Según Penman, 1979).

disipación de presión es más lenta; ambos factores pueden ser la causa de roturas durante la construcción, si el ritmo de ésta es demasiado rápido.

Se han desarrollado modelos numéricos relativamente complejos que permiten conocer el desarrollo de las presiones de agua y las deformaciones en el interior de un terraplén durante su construcción. Smith, I and Hobbs (1976) utilizan el análisis clásico de Biot, Eisenstein and Law, S (1977) introducen la variabilidad del parámetro B de Skempton, del módulo elástico y del coeficiente de consolidación con el estado tensional del suelo. Cavoundis and Höeg (1977) utilizan el modelo hiperbólico para relacionar la tensión y la deformación del suelo. Sin embargo todos ellos hacen la hipótesis de que el suelo está saturado y es válida la ley de tensiones efectivas. El hecho de que los materiales compactados posean un grado de saturación de alrededor de 80-85% hace que esta hipótesis pueda resultar no válida.

Richards (1969) y Neuman (1973) utilizan el método de las diferencias finitas y de los elementos finitos respectivamente para establecer la red de flujo parcialmente saturado en una presa de tierras. En ningún caso se supone que el suelo sea deformable y por tanto no se establece ninguna relación tenso-deformacional. Estos modelos deben partir de unas condiciones iniciales medidas "in situ" o bien supuestas "a priori" en base a experiencias previas.

En este apartado se aplica el modelo descrito en capítulos anteriores al caso de la construcción "capa a capa" de un terraplén, con el fin de evaluar la influencia de las condiciones

de puesta en obra del suelo en la generación de presiones y asentamientos durante la construcción. Obviamente el carácter unidimensional del análisis le confiere un carácter cualitativo a los resultados ya que tanto el flujo en dirección horizontal como la redistribución de las tensiones por efecto de la geometría tridimensional del problema real tienen una importancia que no puede ser ignorada si se pretende llegar a resultados comparables con valores medidos. Sin embargo el modelo sirve para aclarar el comportamiento cualitativo del suelo y de los resultados se pueden extraer conclusiones de gran interés práctico. Por otra parte en presas de tierra de geometría aproximadamente simétrica es razonable suponer que el núcleo arcilloso se deforma unidimensionalmente. Datos de medidas realizadas con inclinómetros por Coumoulos and Koryalos (1979) confirman la no existencia de deformación horizontal en un núcleo de presa de tierra.

7.2.- METODO DE CALCULO DE ASIENTOS Y PRESIONES.

Para simular la construcción de un terraplén, se hace necesario cambiar la geometría del problema a lo largo del tiempo.

En este caso se ha añadido de una forma discreta un elemento cada cierto tiempo, en función de la velocidad de crecimiento de la obra. En la figura 5.42 se ha reflejado el crecimiento del terraplén (curva "real" lineal continua y aproximación escalonada) en función del tiempo. Se ha partido de un mínimo de dos elementos en la primera capa para evitar problemas de inestabilidad de la solución.

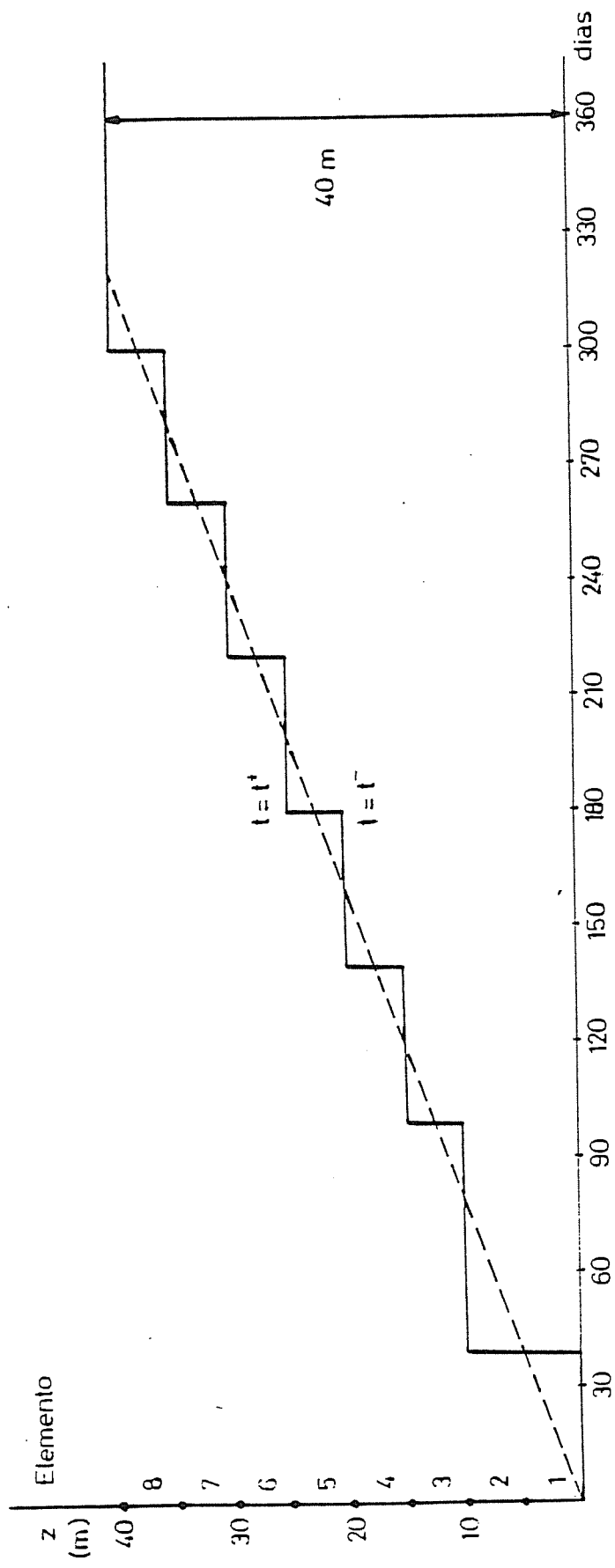


Fig 5.42 VARIACION DE LA ALTURA DEL TERRAPLEN EN FUNCION DEL TIEMPO

Cada elemento a su vez se divide en dos capas separadas por el nodo central del elemento de cara a evaluar el efecto causado por su "colocación". En primer lugar se calcula el efecto causado por la colocación en condiciones no drenadas de la mitad inferior de un elemento en los nodos que existían - previamente, seguidamente se aplica la segunda mitad del elemento y se calcula el efecto causado en los nodos anteriores a la colocación del elemento y en el nodo central del elemento que se coloca. Dada la naturaleza no lineal del problema esta aplicación en dos pasos de la carga resulta mejor que la colocación directa del elemento. Naylor and Jones (1973) estudian el efecto del comportamiento no lineal del suelo sobre el - asiento y llegan a la conclusión de que usando un mínimo de 6 capas se obtienen buenos resultados aún en los casos fuertemente no lineales.

Evidentemente dado el carácter unidimensional del problema la tensión total actuante en cada nodo viene dada directamente por el peso del suelo situado por encima de dicho nodo.

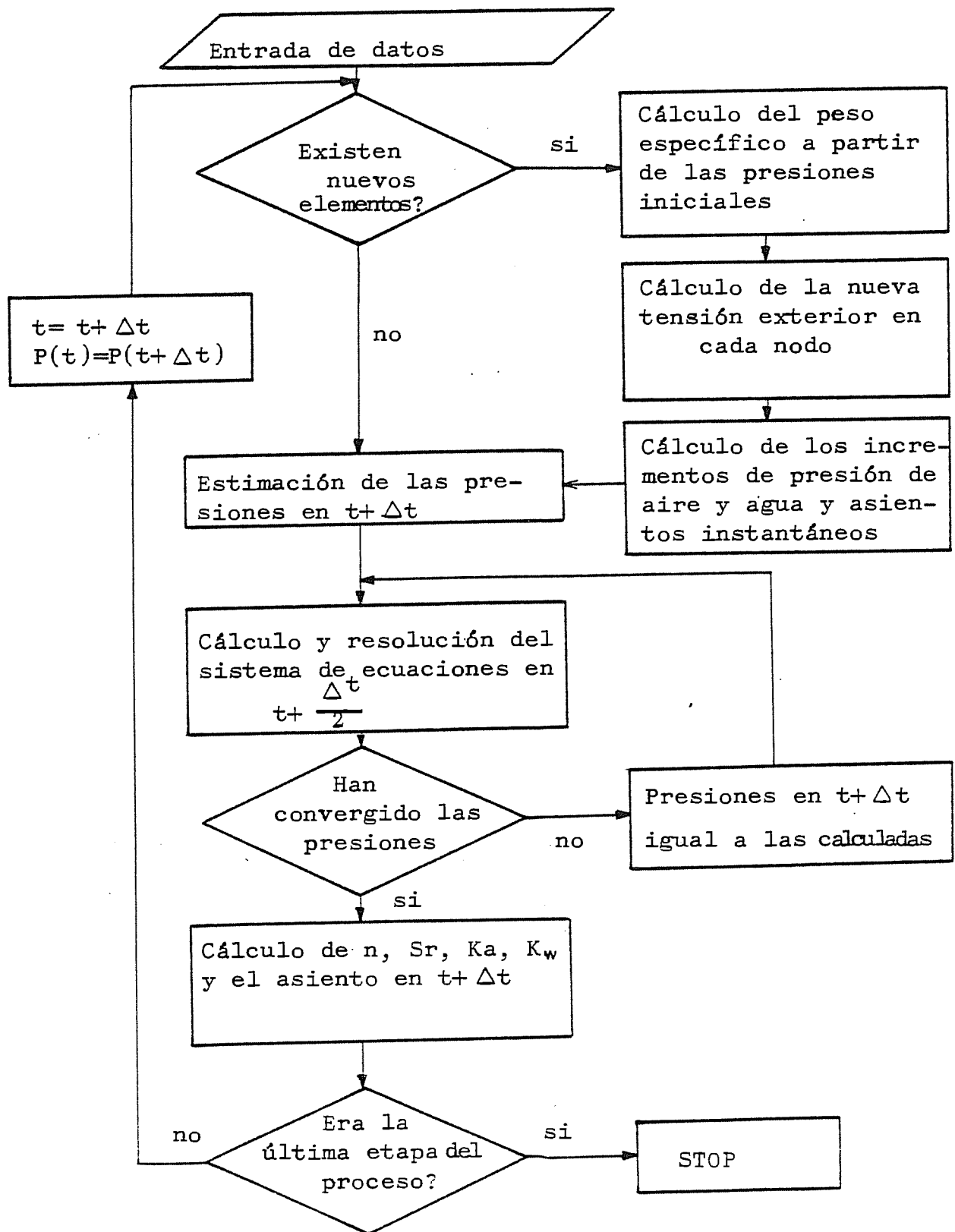
Los asientos producidos en cada punto se calculan como la integral de la deformación sufrida por los puntos situados por debajo de él desde su colocación hasta el tiempo en que se mida el asiento.

Esta deformación tendrá dos partes, una instantánea - debida a la colocación de sucesivas capas por encima del punto considerado y otra diferida por la consolidación del suelo - situado por debajo del punto en cuestión, desde que se sitúa la capa en la cual está situado hasta el momento en que se - midan los asientos. En resumen puede escribirse:

$$\Delta \delta(z,t) = \int_0^z \frac{e(\xi, t) - e(\xi, t_0)}{1 + e(\xi, t_0)} d\xi \quad (5.4)$$

Siendo z la altura del punto donde se mide el asiento, t el valor del tiempo cuando se mide el asiento y t_0 el valor del tiempo cuando el nivel del terraplén estaba situado a una altura z . Dado que los elementos se colocan de una forma discreta en el tiempo, existe una discontinuidad del asiento en los puntos extremos de cada elemento debido al asiento que se produce por consolidación durante el periodo en que la altura se mantiene constante. Esta discontinuidad será tanto más pequeña cuanto menor sea el intervalo de tiempo con altura de terraplén constante.

El proceso de cálculo se recoge en el siguiente diagrama de flujo:



7.3.- RESULTADOS.

Se ha aplicado el método a la construcción de un terraplén de 40 m. construido a razón de 0,125 m. por día. Se han empleado 6 capas de un elemento de un espesor de 5 m. y una capa inicial, de dos elementos, de un espesor de 10 m. colocadas según se desprende de la figura 5.42.

Para conocer el efecto causado por el grado de saturación inicial del suelo sobre su deformación y acumulación de presión se ha partido de grados de saturación variables entre 0.7 y 0.93, rango en el que están incluidos los suelos compactados.

En su colocación el suelo posee una succión constante correspondiente al grado de saturación escogido. Durante el proceso de construcción la succión del punto superior del terraplén se mantiene constante e igual a la inicial, mientras la base sobre la que se apoya el terraplén se considera impermeable.

En la figura 5.43 se muestra la trayectoria seguida por las succiones y tensiones exteriores menos presión de aire en la base impermeable del terraplén para los diferentes tipos de suelo empleados.

Puede comprobarse que los cambios de tensiones y succión debidos al flujo de aire y agua son en general pequeños frente a los cambios sufridos en condiciones no drenadas. Esto es así si el suelo está inicialmente muy seco, porque las presiones que deben disiparse son pequeñas ya que los incrementos de presión causados por los incrementos de carga son asimismo pequeños. Por otra parte si el suelo está próximo a la saturación, la

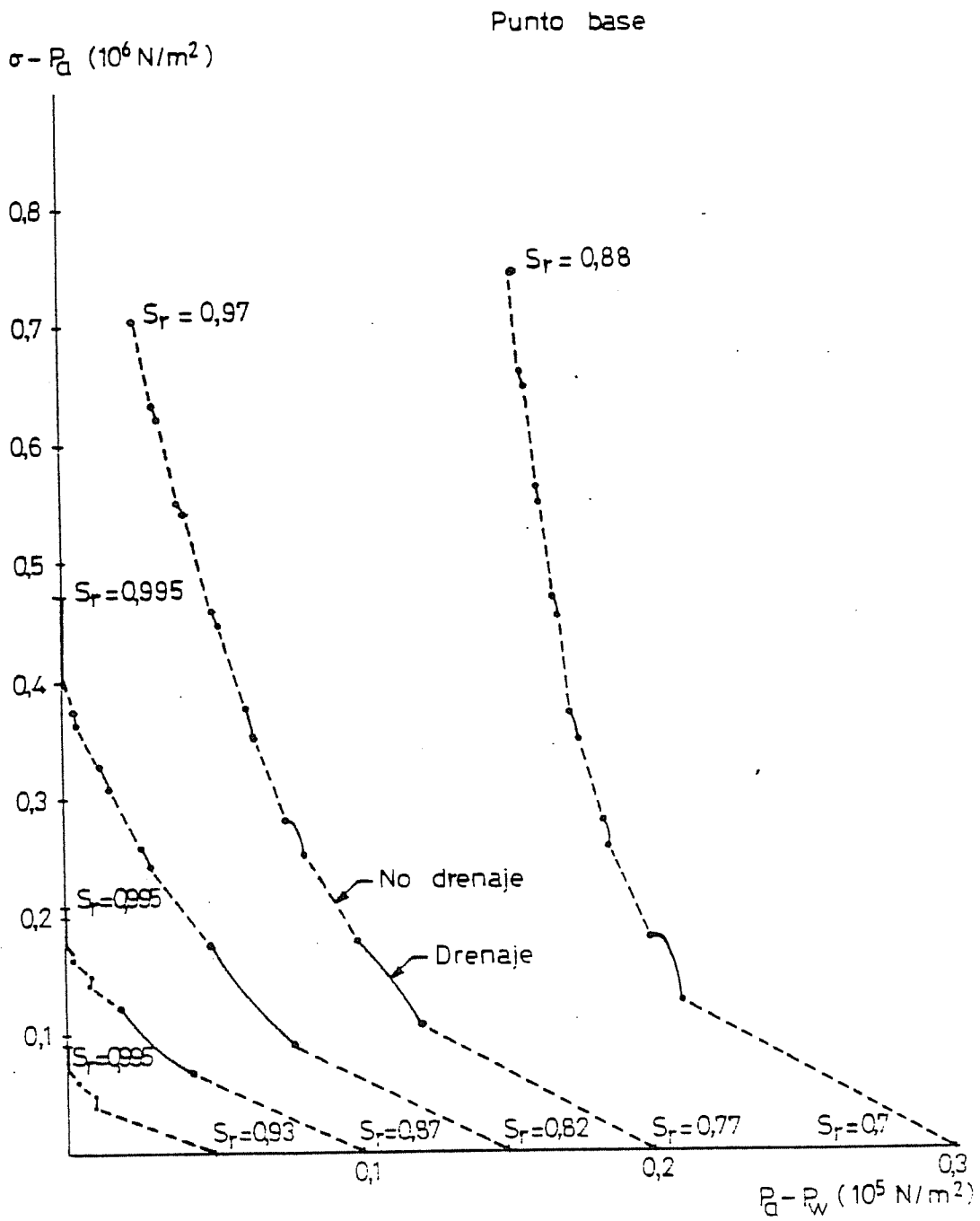


Fig 543 TRAYECTORIA DE TENSIONES EN LA BASE DEL TERRAPLEN

permeabilidad del aire es baja y la velocidad de disipación de presiones es muy pequeña, de tal modo que los cambios tensionales de origen hidrodinámico serán pequeños. En este caso se cumple asimismo que, en virtud de los altos valores de los parámetros B_w y B_a los cambios de volumen producidos en condiciones no drenadas serán también pequeños.

Como se ha indicado en el capítulo IV y en el apartado 5. del presente, para suelos inicialmente muy secos a partir de un nivel de carga grande, la disminución de succión creada por sucesivas acumulaciones de suelo es muy pequeña, tanto en condiciones drenadas como no drenadas. Esta situación queda reflejada en la trayectoria del suelo cuya succión inicial era de $0.3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ ($S_{ro} = 0.7$). Para suelos cuyo grado de saturación inicial es superior a 0.8, la succión nula ($S_r = 0.995$) se alcanza con mayor o menor facilidad según la magnitud de la carga aplicada y la saturación inicial. La disminución de succión en condiciones de no drenaje es algo mayor en general a la que se produce durante el periodo comprendido entre la colocación de dos capas consecutivas por flujo de aire y agua.

En la figura 5.44 se muestra para distintas succiones iniciales de puesta en obra la evolución del perfil de saturación. Puede observarse la gran influencia de la saturación inicial. La altura alcanzada para el nivel freático ($P_w = P_{atm}$) aumenta rápidamente a partir de grados de saturación superiores a 0.8. (Para un grado de saturación inicial de 0.87 las condiciones de succión nula, al final de la construcción, se dan en más de la mitad de la altura).

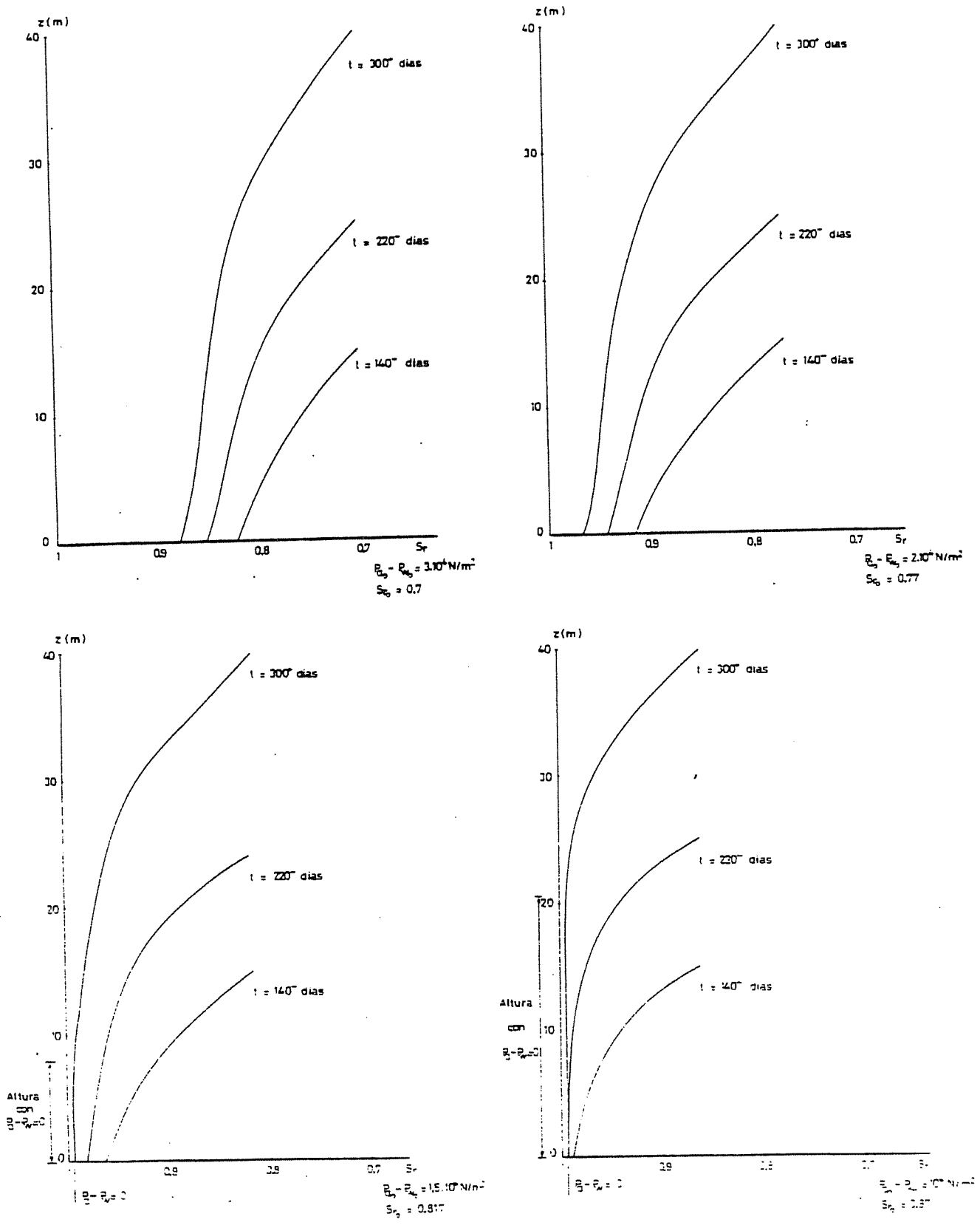


FIG. 3.14 CONSTRUCCION EN CAPA A CAPA PERFILES DE SATURACION PARA DIFERENTES SUCCIONES INICIALES

Cuanto más seco está el suelo inicialmente, más verticales son los perfiles del grado de saturación que muestra la figura 5.44, hecho que refleja la mayor dificultad de aumento del grado de saturación en suelos muy secos.

En la figura 5.45 se muestra la evolución con el tiempo de la presión de agua en el punto de la base. Es de resaltar que para suelos muy secos ($S_{ro} = 0.77$) el aumento de la presión es muy pequeño. En las etapas iniciales la disipación del exceso de presión es prácticamente total y esta disipación es apreciable durante todo el proceso de construcción gracias a la elevada permeabilidad del aire. Por otra parte, los incrementos de presión al colocar una capa son pequeños y disminuyen al aumentar la carga del suelo.

Para un grado de saturación intermedio ($S_r = 0.82$), la disipación de presión es evidente solamente durante la primera mitad de la construcción de la obra, más tarde la velocidad de disipación debido al gran espesor de la obra y la pequeña permeabilidad del aire (el suelo empieza a tener grados de saturación elevados y el aire empieza a quedar ocluido), disminuye y no se aprecia disipación de presión entre escalones de carga. (Se recuerda sin embargo la hipótesis de consolidación unidimensional inherente a este estudio).

Para un suelo con un grado de saturación inicial de 0.87 a partir de espesores mayores de 10 m. no se aprecia disipación de presión. Debido a que gran parte de la altura de la obra se encuentra saturada, los incrementos de presión de agua tienden a ser iguales a los incrementos de carga, a medida que avanza la construcción. En la figura 5.46 se muestran los perfiles de

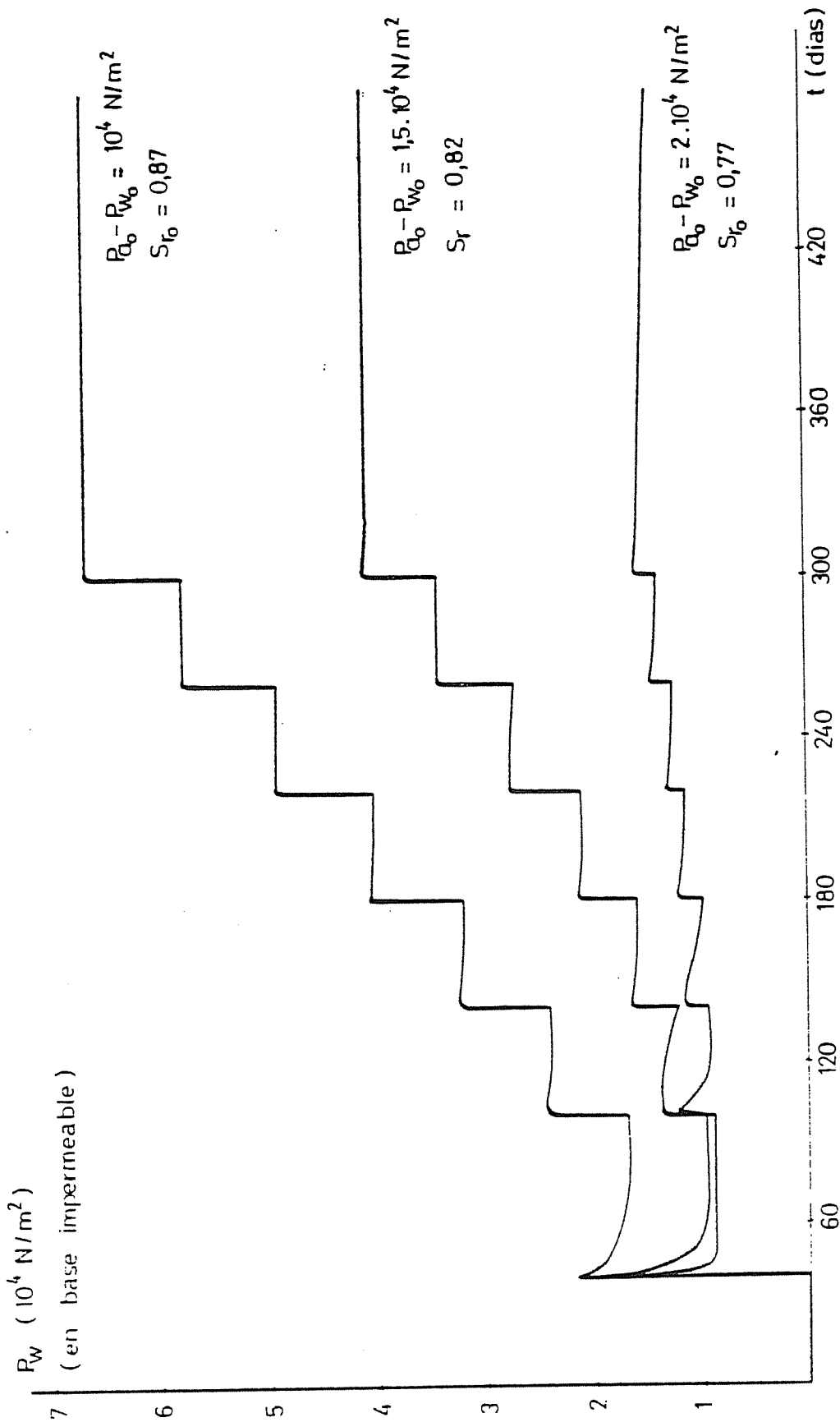


Fig 5.45 CONSTRUCCION CAPA A CAPA. EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AGUA

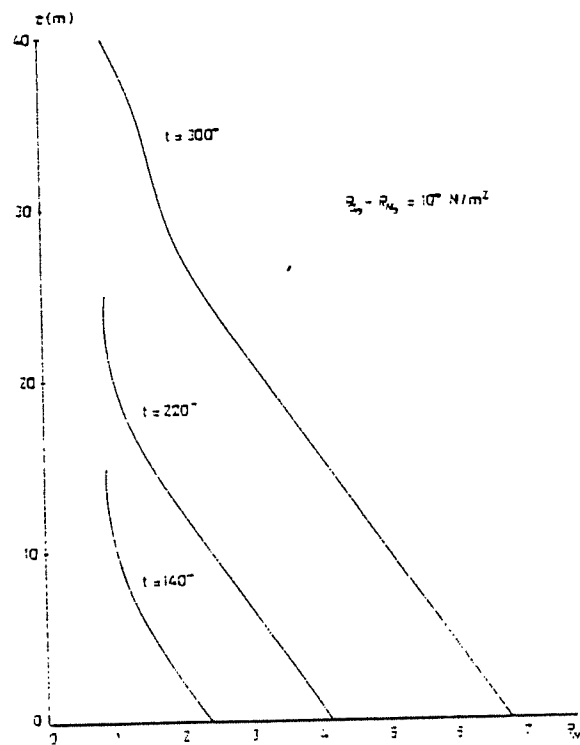
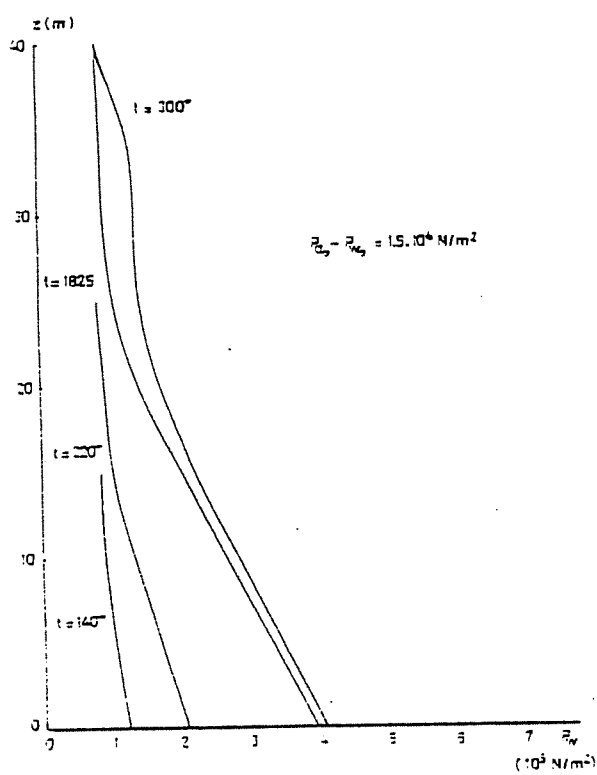
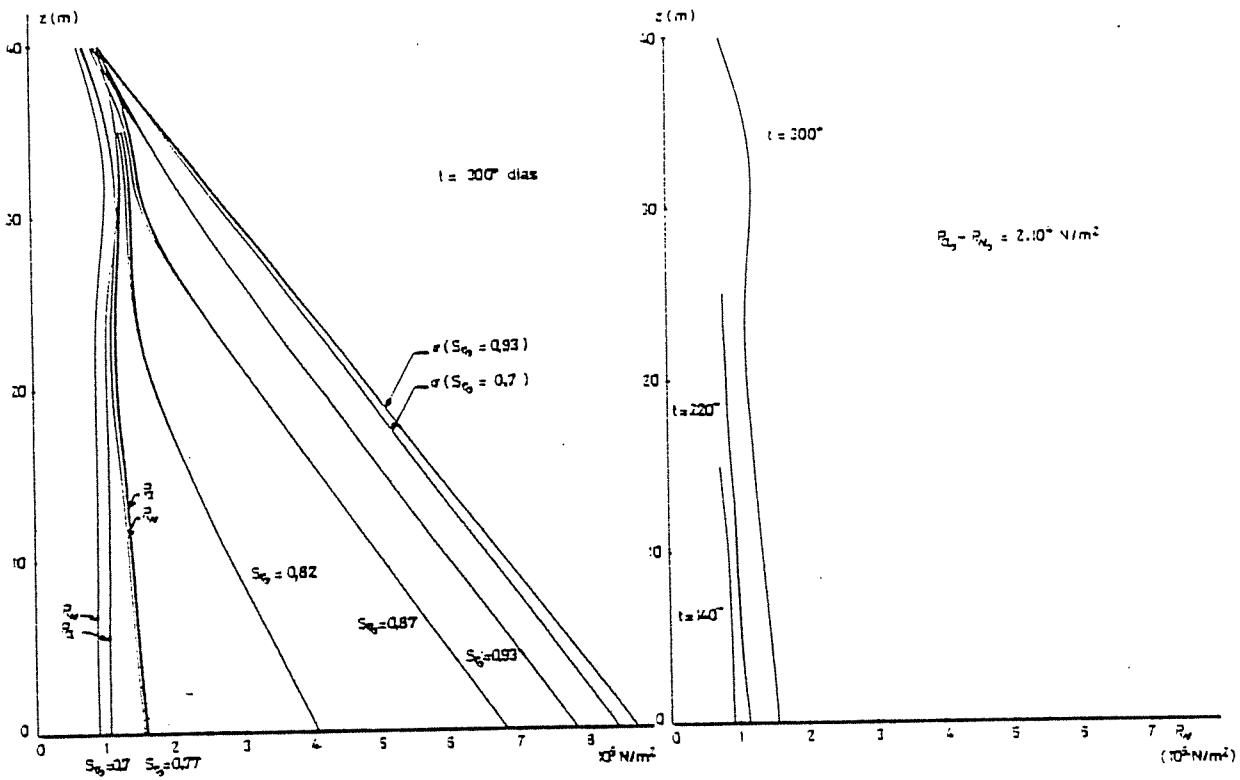


Fig 3.46 CONSTRUCCION CAPA A CAPA. PERFILES DE PRESION DE AGUA PARA DISTINTAS SUCCIONES INICIALES DE PUESTA EN OBRA

presión de agua y se puede comprobar que para grados de saturación iniciales altos (> 0.85) los perfiles de presión son sensiblemente paralelos al perfil de presión a partir de la profundidad para la cual el grado de saturación tiende a la unidad.

Por otra parte se refleja el hecho ya mencionado de que el aumento de presión final es muy bajo para suelos secos en los cuales la permeabilidad del aire es alta y la compresibilidad de la mezcla aire agua muy alta.

La deformación del suelo estará ligada a través de las superficies de estado a la evolución de las tensiones exteriores relativas a la presión del aire y a la succión. En la figura 5.47 se muestra la evolución de los asientos para distintos puntos del suelo y para distintas succiones iniciales.

Para suelos muy secos ($S_r = 0.7$) se observa la magnitud grande de los asientos "no drenados" y el valor relativamente pequeño de las deformaciones entre sucesivas aplicaciones de carga. Al aumentar el grado de saturación disminuye la rigidez del esqueleto y aumenta la magnitud de la deformación instantánea hasta alcanzar un máximo (ver figuras 4.11 y 4.12 del capítulo IV), a partir de este máximo (para $S_r \approx 0.75$ en este caso) la rigidez de la mezcla aire-agua empieza a ser importante y la deformación "no drenada" disminuye al aumentar el grado de saturación, hasta ser nula cuando la saturación es total. Sin embargo para grados de saturación menores de 0.85 la permeabilidad del aire es aún lo suficientemente elevada como para que la deformación "drenada" sea grande, de tal forma que la magnitud del asiento al final de la construcción es del

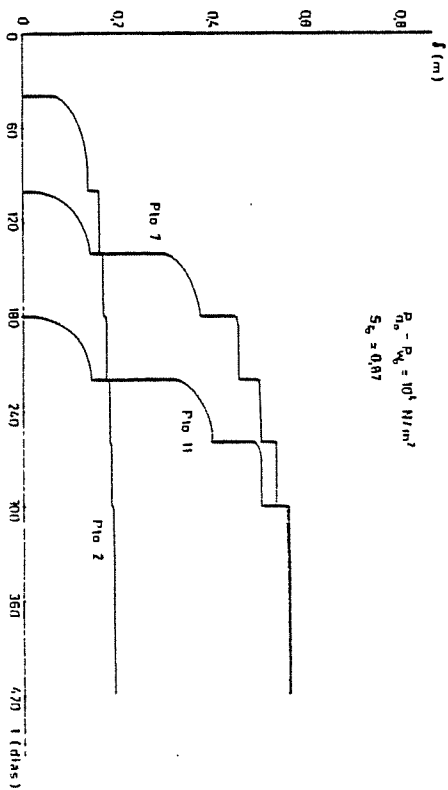
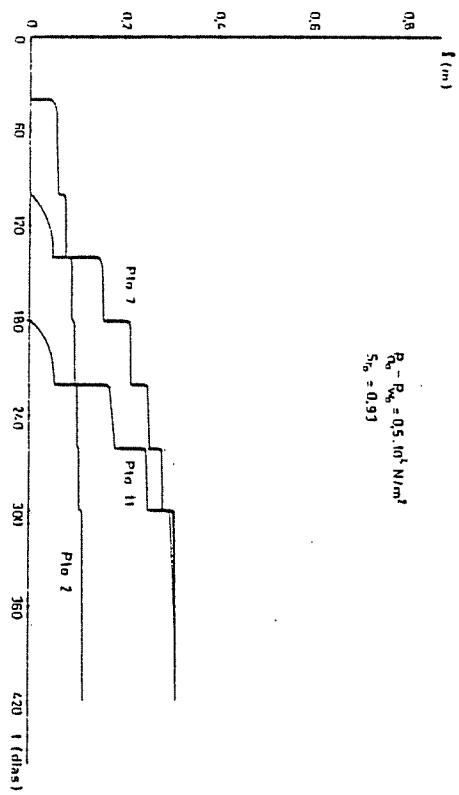
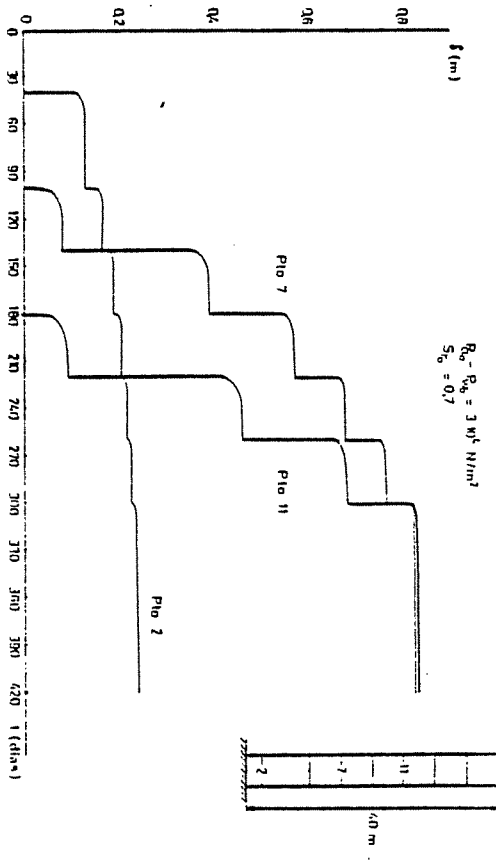
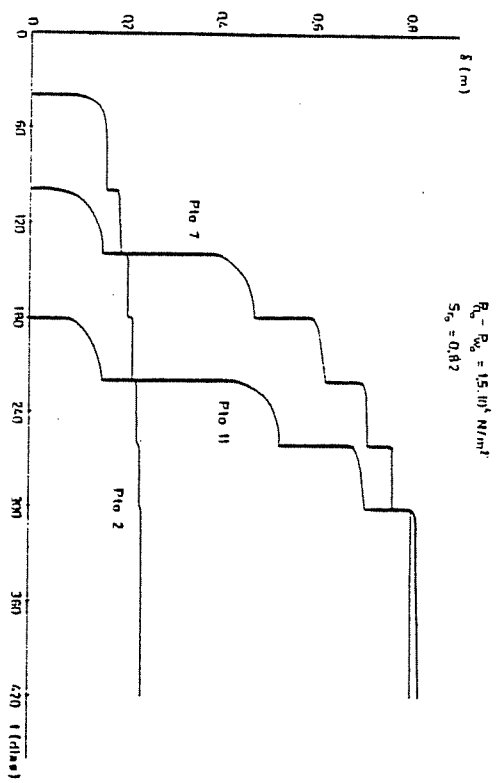


Fig 5.47 CONSTRUCCION CAPA A CAPA. EVOLUCION DE ASIENTOS PARA DISTINTAS SUCCIONES INICIALES

mismo orden. En la figura 5.47 puede comprobarse el hecho de que el asiento es muy parecido para grados de saturación iniciales entre 0.7 y 0.82. Sin embargo dado que para $S_r = 0.82$ queda al finalizar la obra un exceso de presión por disipar mayor que para $S_r = 0.7$, el asiento final aumentará con el grado de saturación de puesta en obra. Hay que hacer notar que en el caso de una presa de tierras las deformaciones después de la construcción se verán afectadas en gran medida por el nivel de agua en el embalse. En concreto si después de la construcción el suelo está muy seco pueden producirse asientos importantes al saturarse el núcleo de la presa.

A partir de grados de saturación de 0.85 la deformación "drenada" tiende a disminuir debido a que las presiones no pueden llegar a disiparse y la deformación "no drenada" disminuye debido al aumento de rigidez de la mezcla aire agua. Por lo tanto se observa una disminución del asiento durante la construcción que se hace patente en las gráficas de la figura 5.47 correspondientes a grados de saturación inicial correspondientes a 0.87 y 0.93. Sin embargo, hay que hacer de nuevo referencia a que el drenaje lateral podría hacer cambiar esta afirmación.

En la figura 5.48 se muestran los perfiles de asientos para diversos tiempos y succiones iniciales. Las discontinuidades producidas por las deformaciones "drenadas" son máximas para grados de saturación iniciales intermedios. Los asientos finales que se obtendrían en el caso de crecimiento continuo serían las dibujadas con línea discontinua. Puede observarse que el máximo asiento se produce en un punto algo inferior a la mitad de la altura total de la construcción. Coumoulos and Koryalos (1978) apoyándose en mediciones realizadas sitúan este

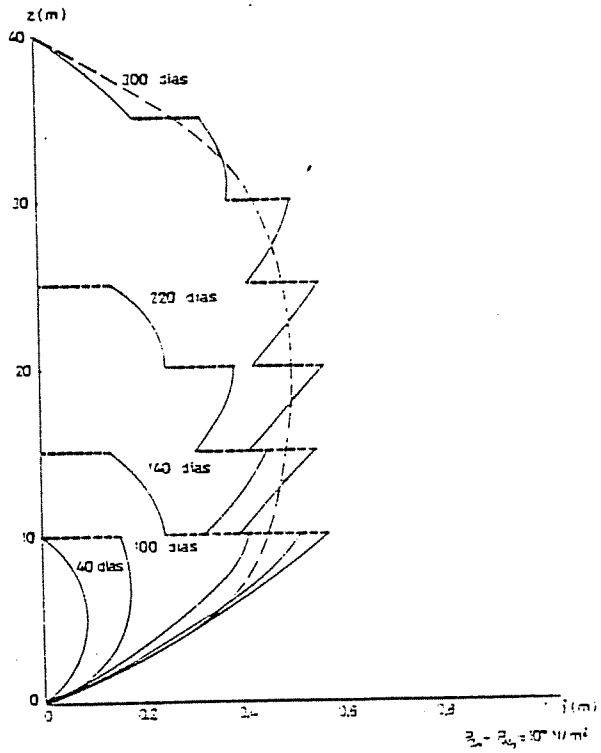
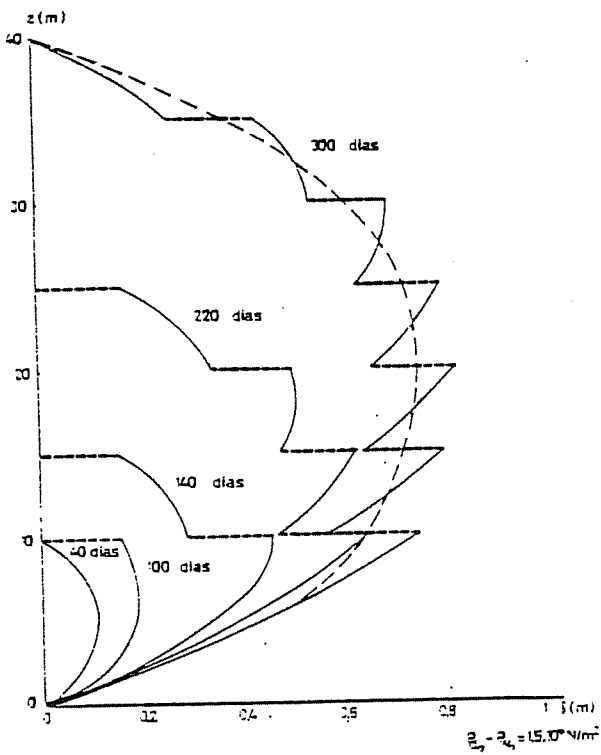
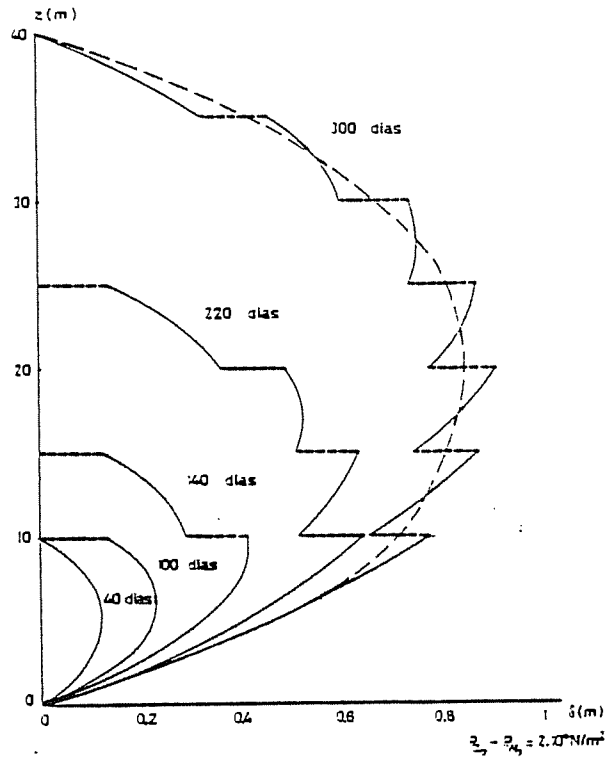
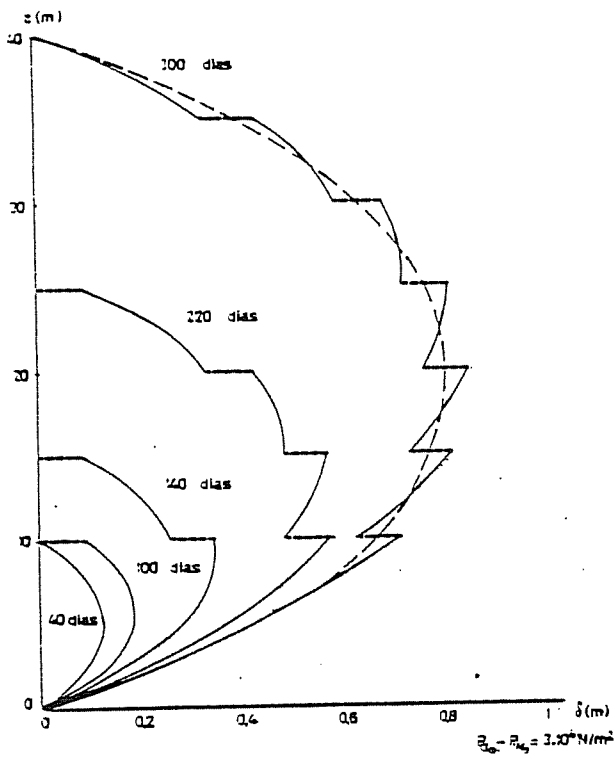


Fig. 3.43 CONSTRUCCION CAPA A CAPA. PERFILES DE ASIENTOS

punto a un tercio de la altura total. En la figura 5.49 se muestra las curvas de asientos medidos por esos autores en una presa de 165 m. de altura. La comparación con la figura 5.48 sólo puede ser cualitativa dadas las diferentes propiedades de los suelos.

De cara a la construcción de un terraplén, interesa que la mayor parte de los asientos se produzcan durante la puesta en obra. Ello quiere decir que se deberá tender a grados de saturación iniciales que produzcan el máximo de asientos instantáneos y permitan la máxima velocidad de disipación de presiones. Para el tipo de suelo al cual se ha aplicado el modelo estos condicionantes se producen para grados de saturación de alrededor de 0.75. Este grado de saturación correspondería a una compactación por el lado seco del Proctor.

En el caso de una presa de tierra existe otro condicionante y es el hecho de que el estado final del suelo debe estar lo más próximo a la saturación posible para evitar las deformaciones producidas por saturación del núcleo tras el primer llenado del embalse. Por lo tanto el óptimo será aquel estado en el cual el suelo tenga por un lado un máximo de deformación durante la construcción y un máximo en el grado de saturación tras la construcción.

Para grados de saturación muy bajos (0.77), aunque no existan prácticamente presiones por disipar tras la construcción el grado de saturación final no supera 0.95 (ver figura 5.44.b) y se pueden originar asientos importantes por colapso.

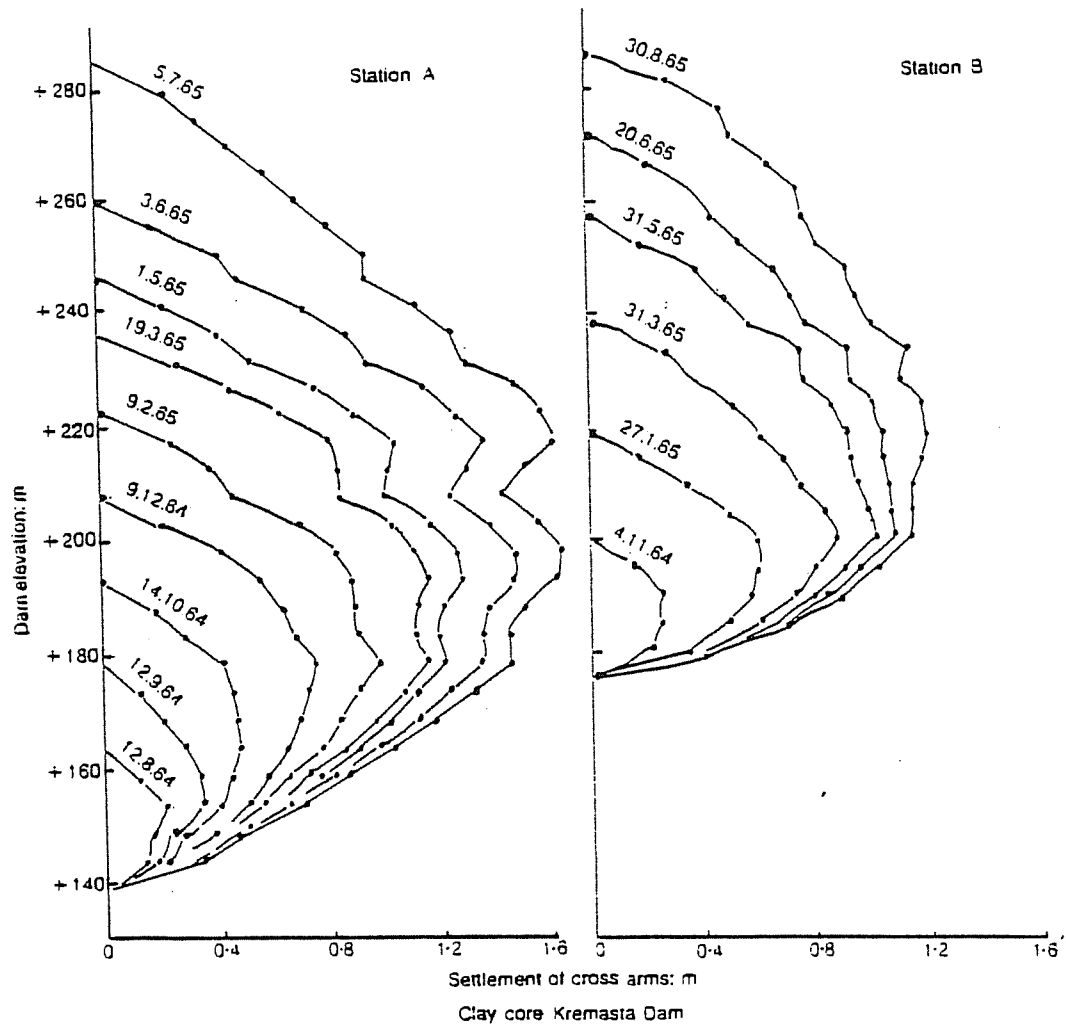


FIG. 5.49.- Evolución del perfil de asentos en dos puntos del eje de la presa de Kremasta. (Según Comoulos and Koryalos, 1978).

Si el grado de saturación inicial es algo mayor (0.82), (figura 5.43.c), se alcanza la saturación en un tercio de la altura y en otro tercio está entre 1 y 0.95 por lo que los asientos por colapso serán pequeños. Por otra parte la permeabilidad del aire es lo suficientemente grande como para que se disipe gran parte de la sobrepresión antes de que el grado de saturación aumente por encima del que produce la oclusión del aire. Como resultado de lo anterior, el exceso de presión a disipar al final de la construcción es pequeño en la mitad superior de la presa y se mantiene inferior al 50% del peso de tierras en la mitad inferior (ver figura 5.46).

Si el grado de saturación inicial es alto (del orden de 0.9) los asientos durante la construcción son muy pequeños y aunque se alcance la saturación en gran parte de la altura de la presa, es desaconsejable su utilización por la magnitud de los asientos después de la construcción.

Por todo ello y para el terreno analizado parecen más indicados los grados de saturación iniciales algo más bajos que 0.85 de forma que se puedan disipar gran parte de las presiones antes de que se alcancen grados de saturación altos.

8.- INFILTRACION CON DEFORMACION NULA. PRESION DE HINCHAMIENTO.

8.1.- METODO DE CALCULO.

En este apartado se analiza el desarrollo de la presión de confinamiento que se provoca al saturar el suelo en condiciones de deformación nula en el contorno.

Este fenómeno ha sido estudiado con profundidad a nivel experimental entre otros por Wong and Yong (1973), Mustafayev and Chigniev (1980), Komornik et al. (1980). Sin embargo son escasos los análisis realizados desde un punto de vista teórico; cabe citar entre ellos el realizado por Uzan (1976).

En este apartado para resolver el problema se ha seguido un esquema parecido el establecido en el apartado 4 y 5 del capítulo III. La carga exterior se va aumentando de forma que la deformación total en cada momento sea nula. Para ello se va corrigiendo la tensión exterior σ^i con una tensión residual ψ . Esta tensión residual es aquella que produce una deformación igual y de sentido contrario a la calculada con la tensión no corregida σ^i . El proceso se repite hasta la convergencia.

Para encontrar el valor de la tensión residual $\psi(\sigma^{i+1}-\sigma^i)$ se parte de la existencia de una relación (no conocida) entre la carga, σ y la deformación total del suelo δ . Dado que lo que se busca es la tensión que en cada situación hace nula la deformación total, si se supone que para σ^{i+1} esta deformación es nula, ($\delta(\sigma^{i+1})=0$) y se desarrolla en serie de Taylor la función $\delta(\sigma)$ alrededor del punto σ^{i+1} , puede escribirse:

$$0 = \delta^i + \frac{d\delta}{d\sigma} (\sigma^{i+1} - \sigma^i) = \delta^i + \frac{d\delta}{d\sigma} \psi \quad (5.5)$$

Y por tanto:

$$\psi = - \frac{\delta_i}{\frac{d\delta}{d\sigma}} \quad (5.6)$$

Para establecer el valor de $d\delta/d\sigma$ se hace uso de la expresión de la deformación δ del suelo:

$$\delta = \int_0^H \left(\frac{1-n_0}{1-n} n - n_0 \right) dz \quad (5.7)$$

de donde:

$$\frac{d\delta}{d\sigma} = \int_0^H \frac{1-n_0}{(1-n)^2} \frac{dn}{d\sigma} dz \quad (5.8)$$

siendo:

$$\frac{dn}{d\sigma} = \frac{\partial n}{\partial (\sigma - Pa)} \frac{d(\sigma - Pa)}{d\sigma} + \frac{\partial n}{\partial (Pa - P_w)} \frac{d(Pa - P_w)}{d\sigma} \quad (5.9)$$

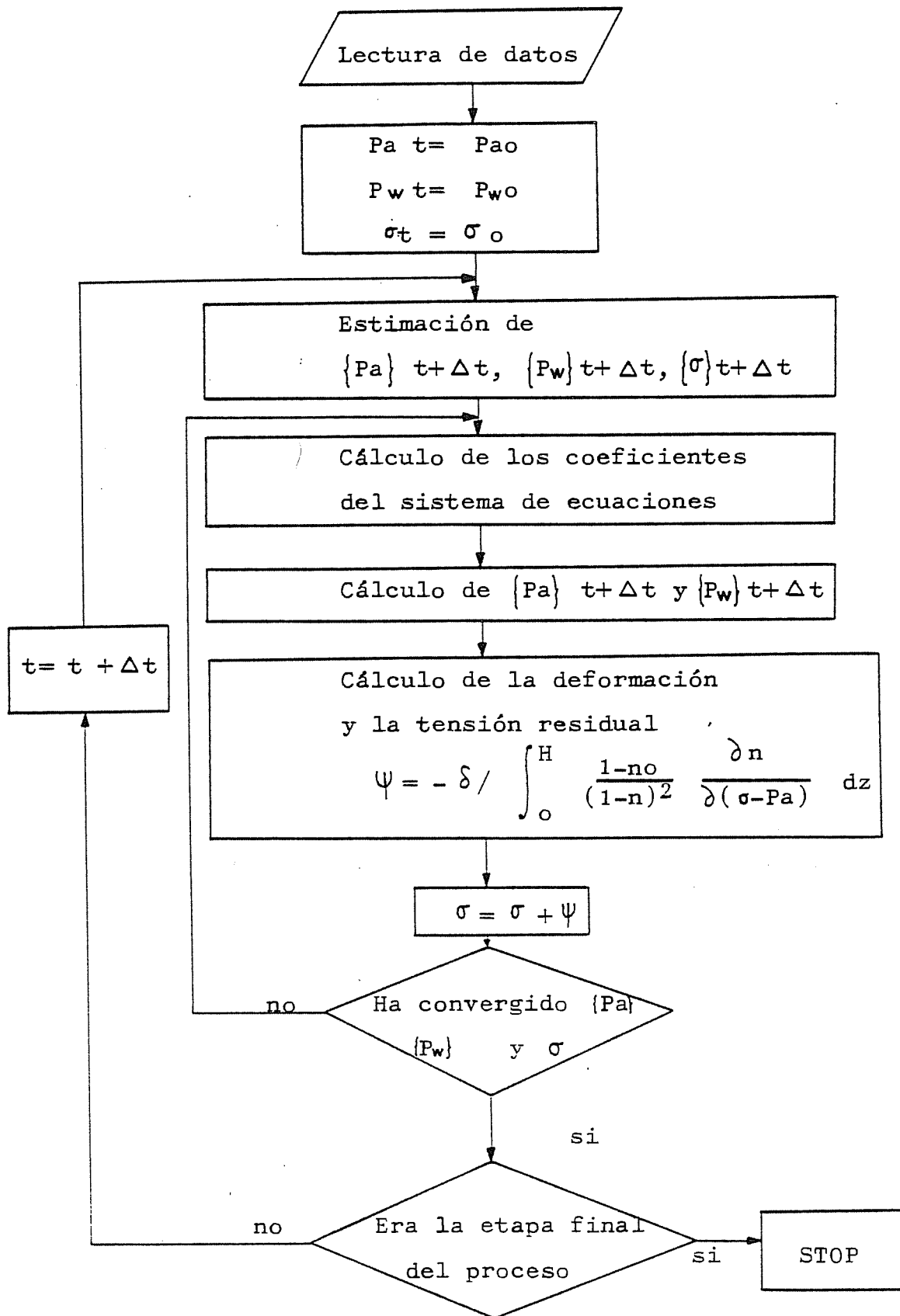
En general se ha visto que los cambios de succión debidos a cambios de carga son pequeños frente a cambios de $\sigma - Pa$. (Ver figuras 5.28 y 5.43) Por otra parte para suelos relativamente secos en los cuales el parámetro B_a es pequeño y la velocidad de disipación de presión de aire grande puede suponerse que los cambios en la presión del aire serán pequeños. Por lo tanto una buena aproximación para $dn/d\sigma$ puede ser:

$$\frac{d n}{d \sigma} \approx \frac{\partial n}{\partial (\sigma - P_a)} \quad (5.10)$$

Si el suelo está próximo a la saturación la aproximación anterior deja de ser válida. Para resolver el problema rigurosamente sería necesario encontrar en cada iteración los valores de $d P_a / d \sigma$ y $d P_w / d \sigma$, o sea los valores de B_a y B_w . El realizar los cálculos pertinentes alargaría el proceso de cálculo en gran medida, por esta razón y dado que el proceso es iterativo puede tomarse como buena la aproximación (5.10). Esto hace que se realicen más iteraciones pero indudablemente más cortas. Al hacer uso de la aproximación (5.10), se utiliza una técnica parecida al método de Whittaker (1944) para encontrar raíces de ecuaciones no lineales. Dicho método consiste en utilizar el conocido método de Newton sustituyendo el valor de la derivada de la función cuya raíz se busca por un parámetro constante. En el presente caso el valor de la derivada se sustituye por una aproximación a su valor que es una función de la variable (σ). La velocidad de convergencia del método se situaría pues entre la del método de Newton y el de Whittaker.

En resumen después de cada iteración para el cálculo de P_a y P_w en el tiempo $t + \Delta t$, se calcula la deformación en ese instante ($\delta_t + \Delta t$) y la tensión residual ψ con que se corrige la tensión exterior σ . El proceso se repite hasta la convergencia de P_a , P_w y σ . Dada la naturaleza del proceso iterativo la convergencia en σ implica que la deformación δ en $t + \Delta t$ tiende a ser nula.

El proceso de cálculo puede resumirse en el siguiente gráfico:



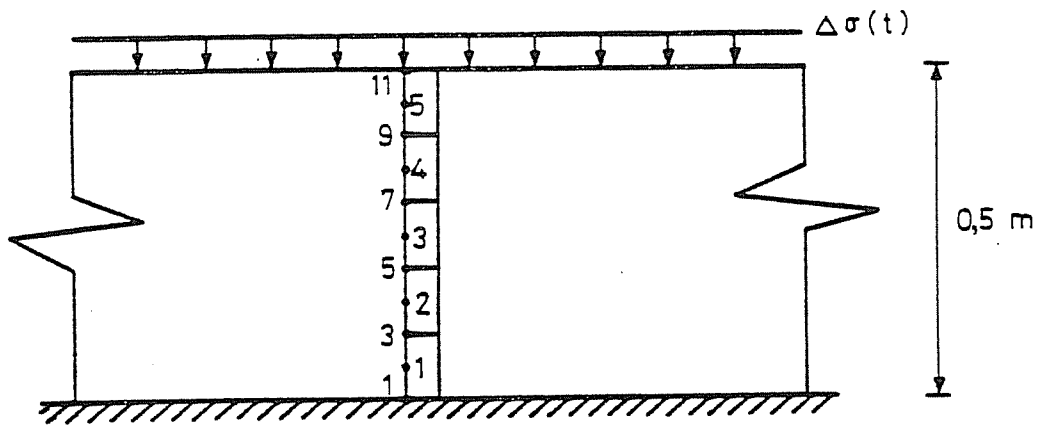
8.2.- RESULTADOS.

El método anteriormente descrito se ha aplicado a una columna de suelo de 0.5 m. de altura apoyada en un borde impermeable y que partiendo de una succión inicial constante en toda su altura de valor 2.10^4 N/m^2 se procede a su saturación mediante infiltración desde su borde superior. La deformación total del suelo se obliga a que sea nula durante todo el proceso de infiltración. Las condiciones iniciales y de contorno se reflejan en la figura 5.50.

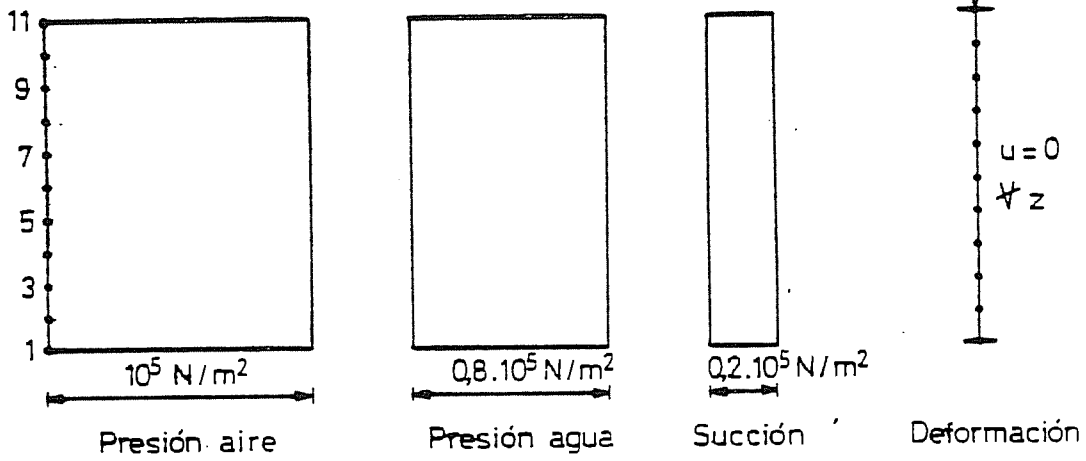
El proceso de infiltración es análogo al descrito en el apartado 4 de este capítulo, salvo en lo concerniente a la evolución de la deformación del suelo. En aquel caso la carga exterior se mantendría constante y la deformación del suelo era libre, si la carga exterior era pequeña se producía un hinchamiento del suelo mientras que si la carga era grande se producía el colapso. En este caso al partir de una sobrecarga exterior nula, la saturación del suelo produciría un aumento de volumen, sin embargo dado que mantiene la condición de deformación total nula es necesario aplicar una carga exterior de forma que al aumentar $\sigma\text{-Pa}$, se mantenga la deformación total nula.

En la figura 5.51 se muestra la evolución de $\sigma\text{-Pa}$ para el punto del borde impermeable y para el punto del borde superior.

Como se ha mencionado en el apartado 4 la presión de aire tiende a aumentar de una manera uniforme en toda la columna cuando la permeabilidad del aire en la zona superior desciende bruscamente debido a la oclusión del aire. Esto hace que si bien



Condiciones iniciales



Condiciones de contorno

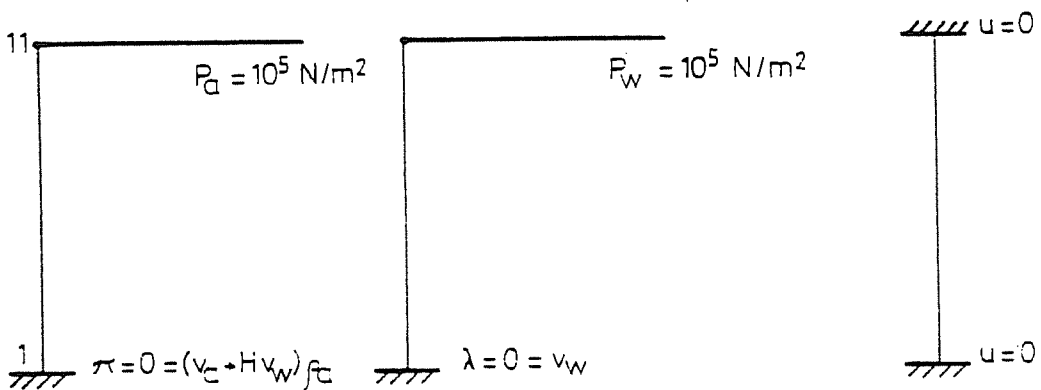


Fig 5.50 INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO

en los puntos del interior del suelo la evolución de σ -Pa tiende a ser lineal con la raíz cuadrada del tiempo, en el punto del borde superior dado que la presión del aire se mantiene constante y σ es la misma para todo el suelo se produce un aumento brusco de σ -Patm reflejado en la figura 5.51. Este aumento es del orden de 1500 N/m^2 .

Dada la naturaleza del suelo del ejemplo en este caso la presión σ desarrollada es relativamente pequeña y por lo tanto el aumento mencionado es apreciable respecto el total. Para un suelo con una tendencia al hinchamiento mayor, el aumento de σ debido al aumento de presión del aire no sería apreciable probablemente y por ello no se menciona por los autores que han estudiado el caso experimentalmente ya que para las experiencias de laboratorio se emplean suelos altamente expansivos.

Por otra parte dada la altura de la columna 0.5 m., en el estado final del suelo la presión del aire que será igual a la presión del agua se distribuye conforme a la presión hidrostática, por lo tanto deberá existir una diferencia de presión de 4905 N/m^2 ($9810 \text{ N/m}^3 \cdot 0.5 \text{ m}$) entre el punto del borde superior y el punto del borde inferior. Esto hace que en las etapas finales del proceso en los puntos inferiores las presiones del aire y del agua tiendan a aumentar respecto a los puntos del borde superior. Este acercamiento hacia la distribución hidrostática no se hace patente hasta que los gradientes de succión son muy pequeños y las fuerzas de gravedad tienden a superar a las fuerzas capilares. Dado que la succión en el punto superior es nula el proceso de acercamiento se hace patente a partir del momento en que la presión del agua alcanza el valor de la presión atmosférica. Este fenómeno hace que el valor de σ -Pa

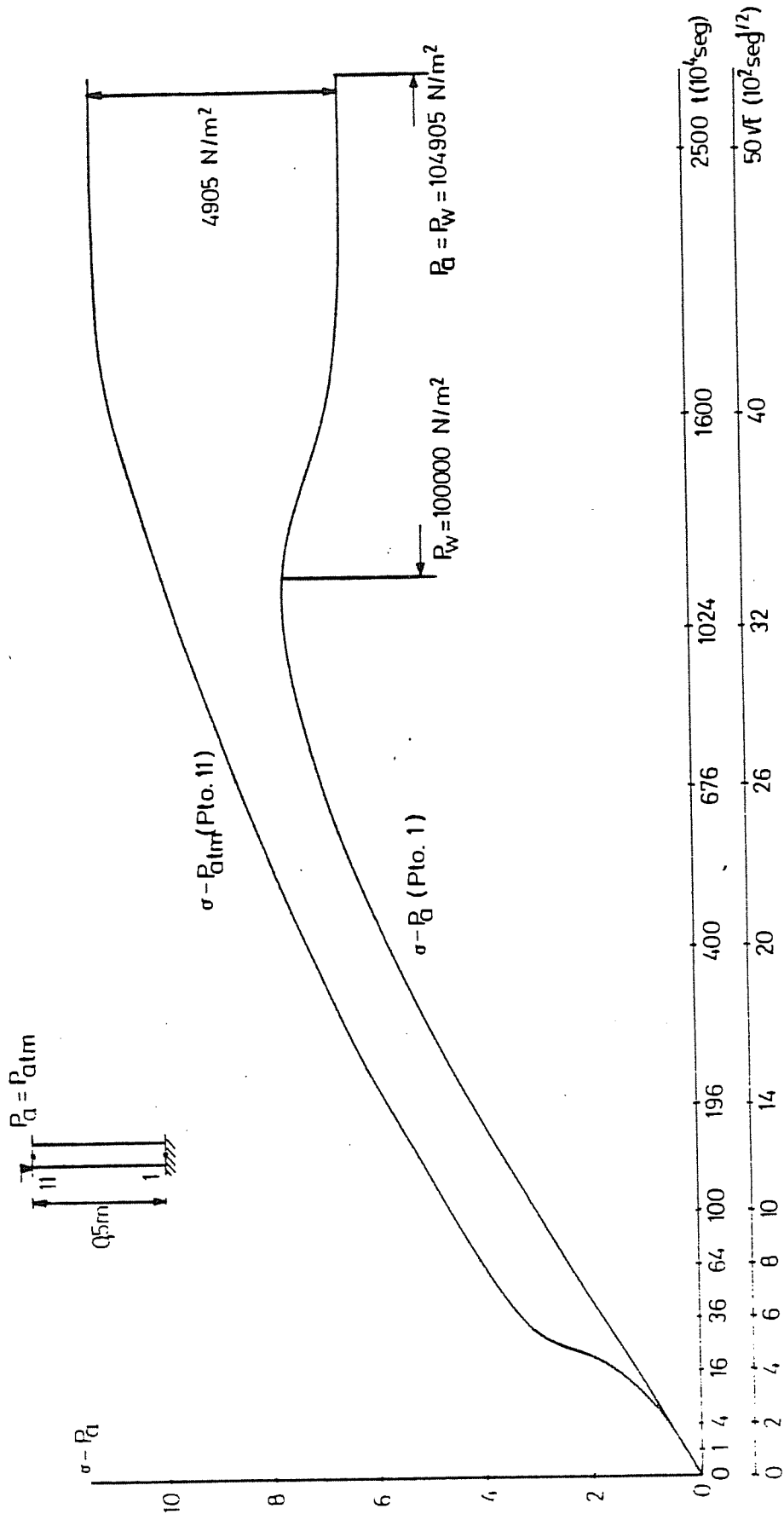


Fig 5.51 EVOLUCION DE LA PRESION DE CONFINAMIENTO. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA

aumente tendiendo asintóticamente al valor de la presión de hinchamiento en el borde superior, mientras que en el borde inferior, debido al aumento de P_a , $\sigma - P_a$ tiende a disminuir ya que σ aumenta más despacio que P_a en las etapas finales del proceso.

Por otra parte este fenómeno no sería apreciable si la altura del suelo fuera pequeña, o bien la columna de suelo - estuviera en posición horizontal. Por lo tanto si el suelo fuera lo suficientemente expansivo como para que la presión de hinchamiento fuera mucho mayor que el aumento de presión de aire y si las fuerzas gravitatorias fueran despreciables debido al poco espesor del suelo o a que el flujo fuera horizontal, entonces la relación entre la presión exterior y el tiempo sería análoga a la curva correspondiente al punto 1 de la figura 5.51 entre el inicio y el tiempo para el cual la presión del agua se hace igual a la atmosférica.

Hay que hacer constar que no se ha tenido en cuenta el peso del suelo que hace que en los puntos inferiores el valor de σ sea mayor que en los puntos de la parte superior del suelo, por lo que los valores de $\sigma - P_a$ no son los reales. Sin embargo, aunque el fenómeno no sea lineal pueden considerarse como σ los valores de los incrementos de carga exterior sobre los valores iniciales debidos al peso propio. Por otra parte había que tener en cuenta el incremento de la carga externa total debido al peso del agua infiltrada.

En la figura 5.52 se muestra la trayectoria de tensiones para puntos situados a diversas alturas de la columna de suelo. Evidentemente las trayectorias serán distintas para cada punto.

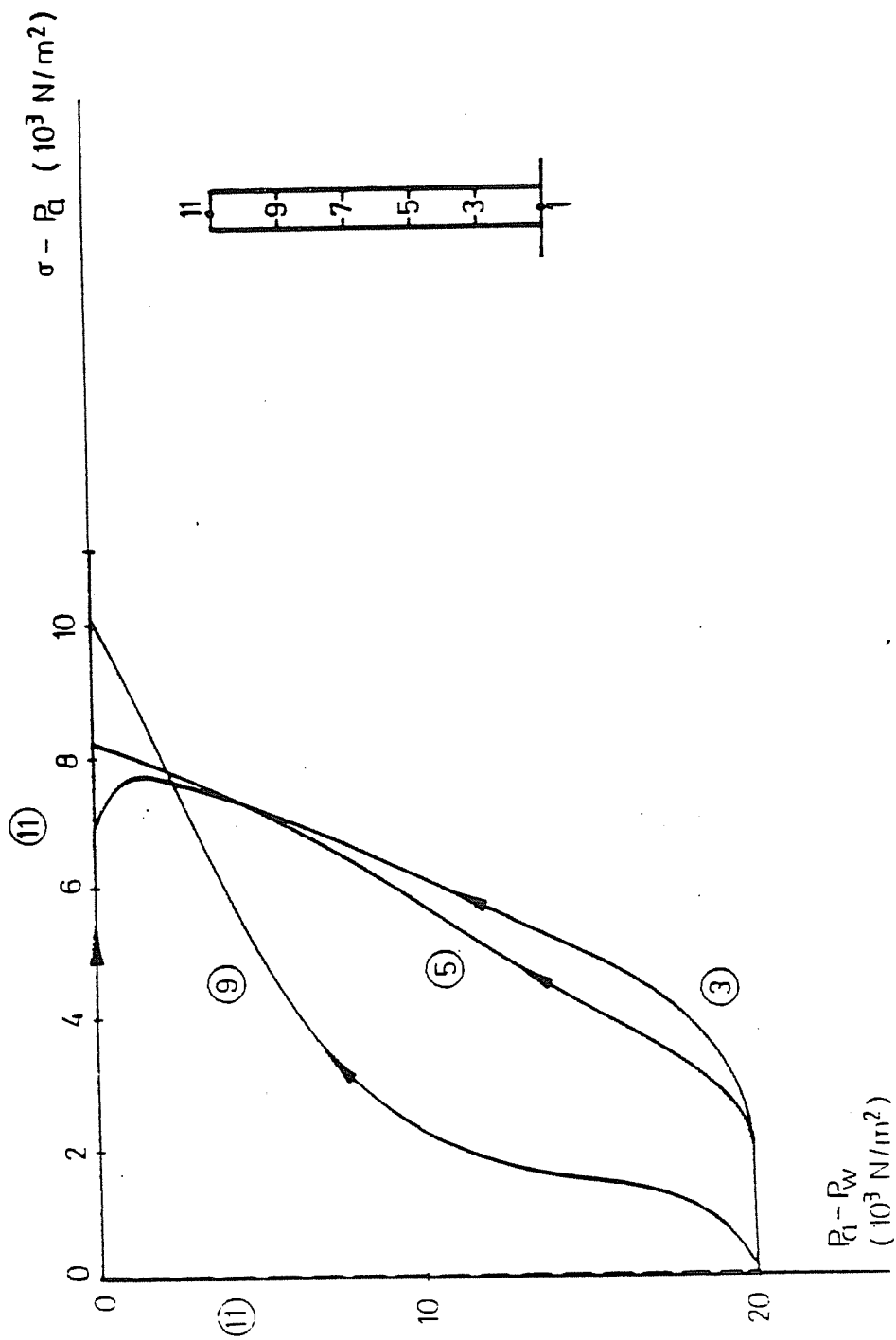


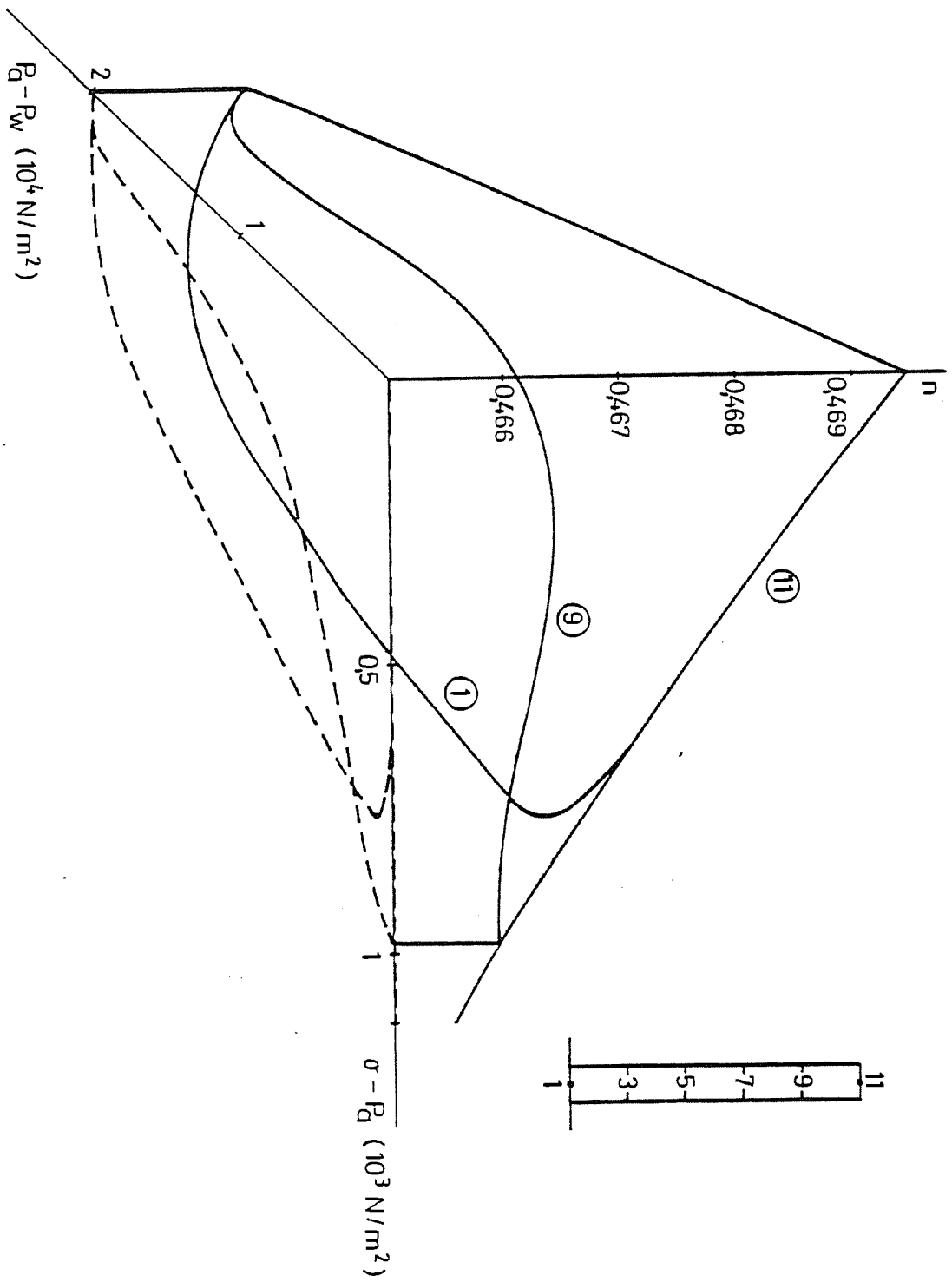
Fig 5.52 TRAYECTORIA DE TENSIONES. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA

En los puntos cercanos al borde superior en las primeras etapas del proceso se produce un descenso brusco de la succión debido al agua infiltrada mientras que el aumento de presión exterior σ es pequeño. A medida que avanza el proceso va aumentando la carga externa mientras la succión varía muy poco ya que prácticamente se hace nula desde los instantes iniciales.

Para un punto cercano al borde inferior, las variaciones de succión serán pequeñas hasta que el agua que se infiltra haya atravesado toda la columna, o sea hasta muy avanzado el proceso. Por lo tanto el aumento de carga exterior a partir del momento en que empieza a disminuir la succión será mucho menor que el aumento de la presión de confinamiento antes de que empiece a disminuir la succión. En la trayectoria correspondiente al punto 3, reflejada en la figura 5.52 puede observarse que en las etapas finales del proceso se reduce el valor de $\sigma - P_a$, ello es debido al aumento de P_a debido al acercamiento hacia la presión hidrostática ya mencionado anteriormente.

El hecho de que las trayectorias de tensiones sean distintas para cada punto del suelo hace que la evolución de la deformación en cada punto también lo sea. En la figura 5.53 puede apreciarse como en los puntos cercanos al borde (11) superior se produce un aumento de volumen producido por la disminución de $P_a - P_w$ y posteriormente se produce una disminución de volumen por un aumento de $\sigma - P_a$. En un punto cercano al borde inferior (1) se produce primero una disminución de volumen debido al aumento de $(\sigma - P_a)$ y posteriormente un aumento de volumen debido al descenso de la succión. En la etapa final existe un aumento suplementario de volumen debido al aumento de presión de agua. Evidentemente los aumentos y descensos de

Fig 5.53 TRAYECTORIA SOBRE LA SUPERFICIE DE ESTADO DE LA POROSIDAD. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA



de volumen se combinan de forma que el cambio total de volumen es nulo en el conjunto del suelo. Para un punto intermedio - cercano al borde superior (9) se produce primero una disminución de volumen mientras se conserva la succión inicial, - cuando empieza a saturarse se produce un cierto hinchamiento debido al descenso de succión y por último se produce un descenso de volumen por aumento de $\sigma - Pa$. Si el punto intermedio está cercano al borde inferior (3) el aumento de volumen por el proceso de saturación no llega a compensar la disminución de volumen durante la primera etapa y no se produce una ulterior disminución.

En la figura 5.54 se muestra la evolución de la deformación en varios puntos de la columna. La deformación reflejada a partir de los $1000 \cdot 10^4$ seg. se debe a los cambios de presión de agua debidos al acercamiento a la distribución de presión hidrostática y que no se darían en una columna horizontal o con una altura muy reducida frente al valor de la presión de hinchamiento expresada en altura de agua.

Por último en la figura 5.55 se muestran los perfiles de deformación unitaria del suelo a lo largo del tiempo. Puede - observarse como va avanzando la zona de suelo con deformación de hinchamiento hasta situarse a una altura próxima al centro de la columna, mientras se va reduciendo el valor de hinchamiento unitario máximo. Dado que la deformación total es nula (del orden de 10^{-8} m. en los cálculos realizados) el área de la zona de suelo con hinchamiento debe ser igual a la de la zona de suelo con reducción de volumen.

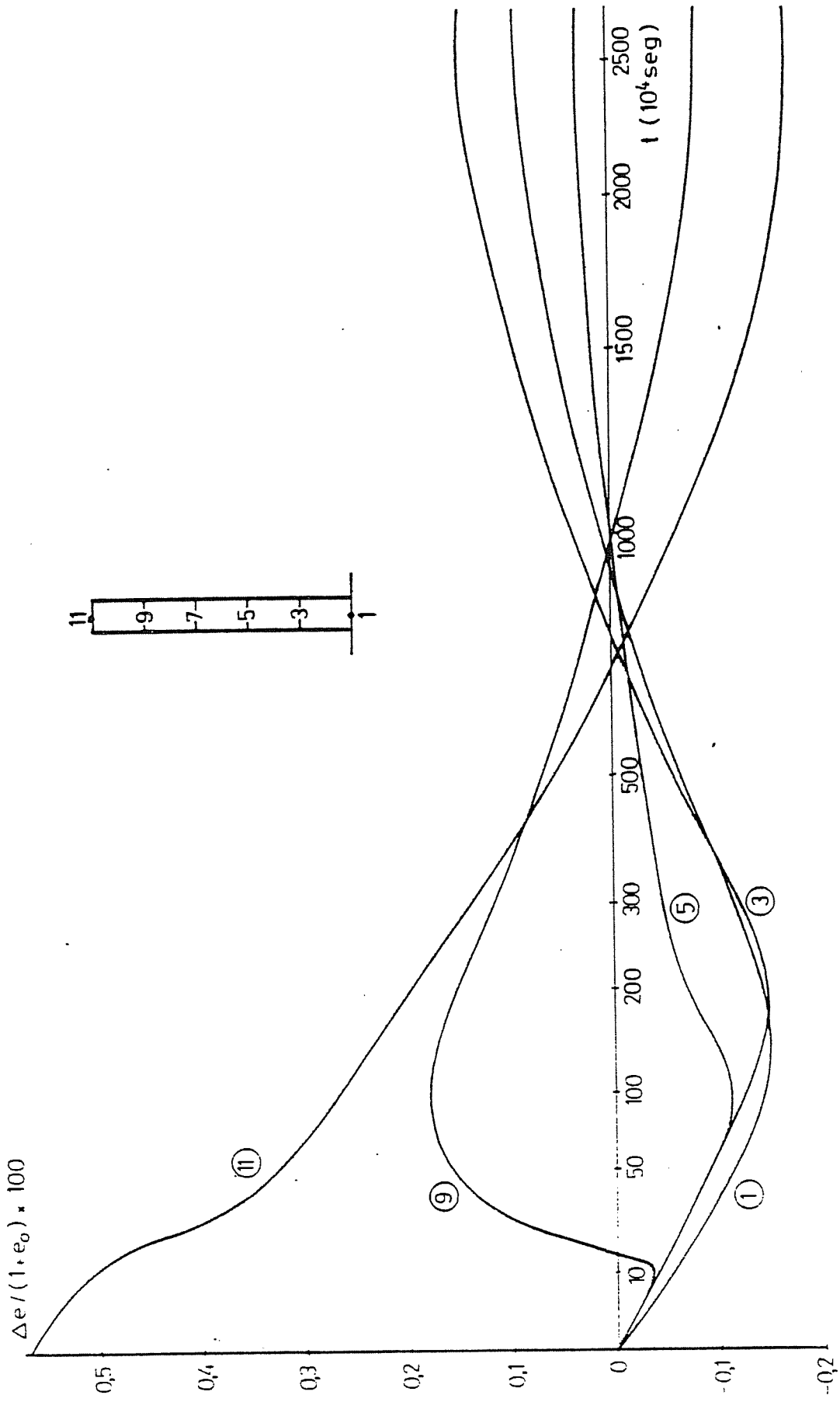


Fig 5.54 EVOLUCION DE LA DEFORMACION CON EL TIEMPO. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA

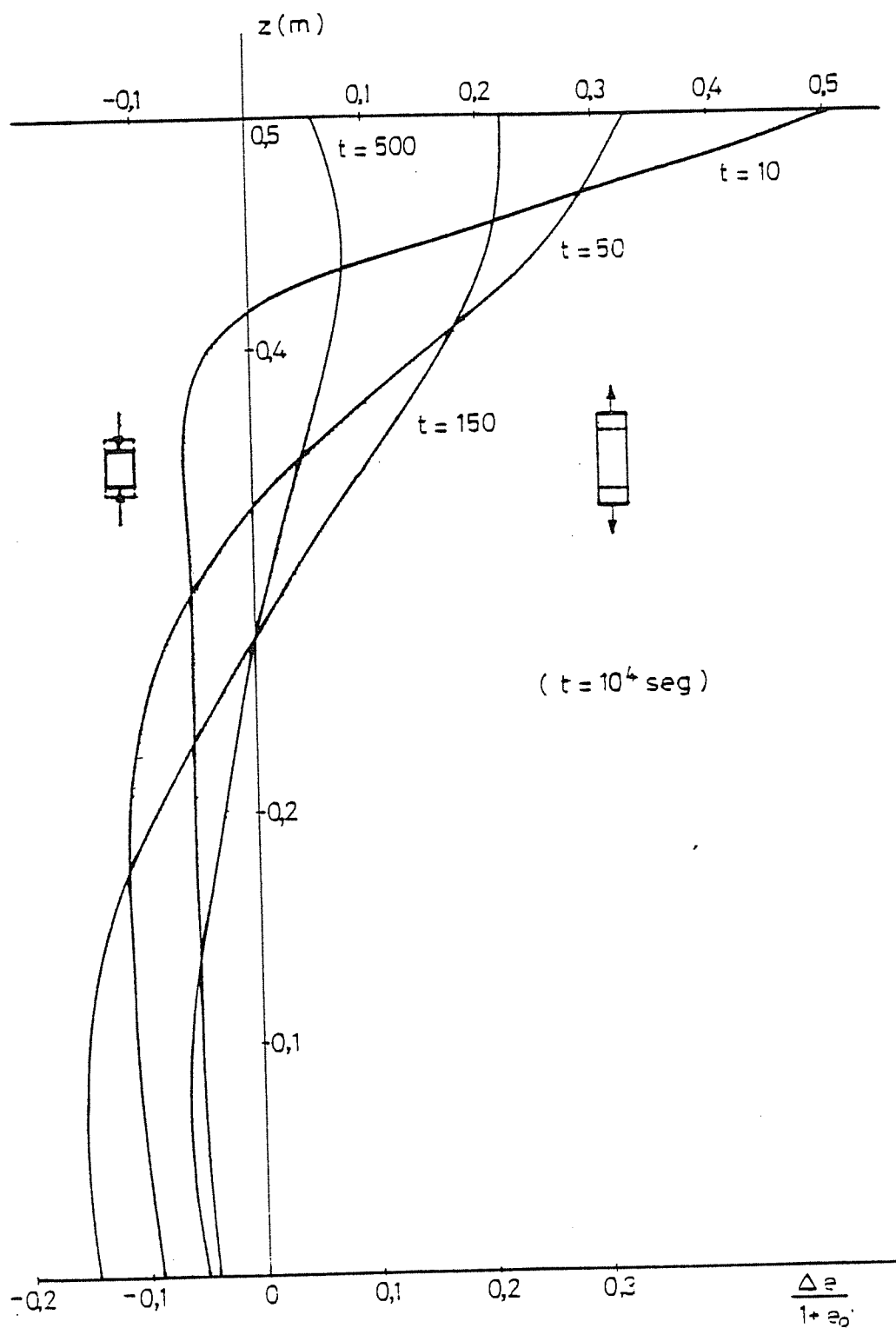


Fig 5.55 PERFILES DE DEFORMACION. INFILTRACION CON DEFORMACION CONTROLADA

9.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.

En primer lugar se ha aplicado el modelo al caso edométrico saturado comparando los resultados obtenidos con los derivados de otros modelos analíticos como el de Paskitt (1969) y se ha constatado que con pocos elementos (3) se obtienen resultados que se aproximan bien a la solución analítica. Este análisis inicial ha servido para establecer la bondad del modelo numérico así como de cara a fases posteriores realizar estudios de convergencia numérica, ajustar el tamaño de los elementos y de los incrementos de tiempo, etc.

El análisis de la infiltración y de la deformación asociada a ella ha puesto de manifiesto la bondad del método propuesto por Philip (1969) en el aspecto relativo al flujo del agua. No se ha encontrado, debido a la forma de la superficie de estado del grado de saturación, la existencia de un mínimo en la velocidad de infiltración en el suelo que se refleja en la teoría de Morel-Seytoux (1972). La deformación asociada a la imbibición puede ser de hinchamiento o colapso según el valor de la carga exterior aplicada. En cualquier caso la velocidad de disipación de la succión está fuertemente asociada a la permeabilidad del agua.

En la consolidación bajo succión controlada en los bordes cabe distinguir tres etapas. Una primera corresponde a la aplicación de la carga sin drenaje, analizada en el capítulo IV, - posteriormente existe otra en la cual se disipan las presiones de aire, con pocas variaciones de la succión y por último una tercera en que se reducen los excesos de presión de agua no disipados en la segunda etapa hasta alcanzar en todo el suelo la

succión fijada en los bordes.

La deformación en condiciones no drenadas es de gran importancia (mayor que la no drenada para $S_r < 0.85$). Por otra parte la deformación no drenada aumenta relativamente al aumentar el valor de la carga externa.

La velocidad de disipación de presiones durante la segunda etapa está influenciada por la permeabilidad del aire mientras en la tercera etapa, semejante a un proceso de imbibición, la velocidad depende de la permeabilidad del agua. Por tanto la segunda etapa es mucho más rápida (del orden de segundos o minutos, en una pastilla de suelo) que la tercera.

El cambio del volumen de agua del suelo depende de las presiones alcanzadas por el agua tras la carga no drenada y la succión impuesta en el borde pero en cualquier caso para un suelo relativamente seco es una fracción pequeña del cambio de volumen total de suelo.

Del estudio de la acumulación de sucesivas capas de suelo se desprende que las deformaciones en condiciones drenadas eran en general pequeñas frente a las no drenadas y que tienen un máximo para grados de saturación intermedios (0.85).

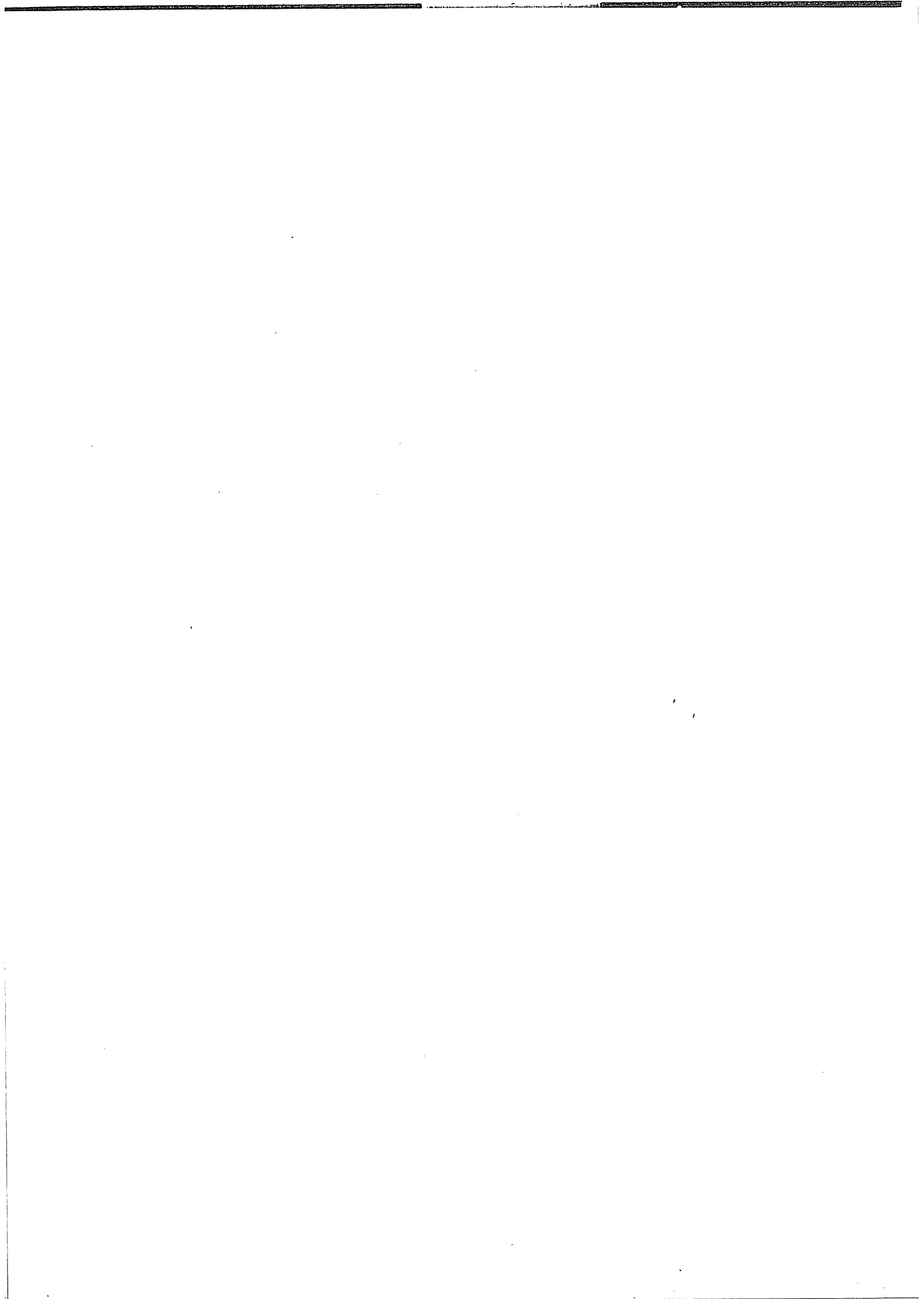
Si el suelo está inicialmente muy seco ($S_r < 0.77$) los asentamientos en condiciones no drenadas son apreciables y la disipación es total durante la primera mitad del proceso constructivo y apreciable en el resto. Para grados de saturación intermedios (0.82) los asentamientos "no drenados" son algo menores aunque apreciables y la disipación de presiones es grande

durante la primera mitad del proceso mientras en el resto la disipación es pequeña debido a que el grado de saturación ha ascendido por encima del correspondiente al de la oclusión del aire. Si el grado de saturación está por encima de 0,87 la disipación de presión es casi nula durante la construcción en condiciones unidireccionales de drenaje y los asientos tanto drenados como no drenados pequeños.

Por último, del análisis de la infiltración con deformación controlada se desprende el hecho de que la trayectoria de tensiones seguida por el suelo varía mucho según la situación en la cual se encuentra cada punto. Por este motivo el comportamiento deformacional dista mucho de ser nulo y único a lo largo la altura de la columna de suelo.

En todos los casos analizados se ha puesto de manifiesto el hecho de que existe una fuerte interconexión entre las distintas variables que actúan en los fenómenos estudiados constatándose por otra parte la fuerte no linealidad de las relaciones entre todos ellos. No parece pues, que posibles análisis simplificados puedan llegar a soluciones válidas y completas.

El conjunto de casos analizados contribuye a un conocimiento más profundo de las reacciones del suelo estudiado frente a acciones externas, reacciones que distan mucho de ser simples y exigen un profundo análisis.



CAPITULO VI

OBTENCION EXPERIMENTAL DE LAS RELACIONES USADAS EN EL MODELO.

1.- INTRODUCCION.

2.- PROPIEDADES BASICAS DEL SUELO.

3.- PERMEABILIDAD DEL AIRE.

3.1.- METODO DE MEDIDA.

3.2.- DESCRIPCION DEL EQUIPO DE MEDIDA.

3.3.- DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.

3.4.- RESULTADOS.

4.- PERMEABILIDAD DEL AGUA.

4.1.- INFLUENCIA DEL VOLUMEN DE POROS EN LA PERMEABILIDAD DEL AGUA.

4.2.- RESULTADOS.

4.3.- INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACION EN LA PERMEABILIDAD DEL AGUA.

5.- OBTENCION EXPERIMENTAL DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

5.1.- INTRODUCCION.

5.2.- DESCRIPCION DEL APARATO UTILIZADO.

5.2.1.- CELULA BASICA.

5.2.2.- APARATOS Y SERVICIOS AUXILIARES.

5.2.2.1.- Presión de aire.

5.2.2.2.- Presión de agua. Presión de cola y sobrecarga.

5.2.2.3.- Medida del cambio de volumen de la muestra.

5.2.2.4.- Cambio de volumen del agua en el
suelo.

5.3.- METODOLOGIA DEL ENSAYO.

5.3.1.- PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS.

5.3.2.- ENSAYOS REALIZADOS.

5.4.- RESULTADOS.

5.4.1.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS.

5.4.2.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION.

6.- ANALISIS DE POSIBLES EXPRESIONES ANALITICAS PARA LAS SUPER-
FICIES DE ESTADO.

6.1.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS.

6.2.- SUPERFICIE DE ESTADO DE SATURACION.

6.3.- ENSAYOS MINIMOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SUPER-
FICIES DE ESTADO.

7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.

1.- INTRODUCCION.

En capítulos precedentes se ha desarrollado un modelo matemático que hace uso de unas relaciones y parámetros que se deben determinar para cada tipo de suelo.

Básicamente estos parámetros son los que definen la variación de la permeabilidad del agua y del aire con el grado de saturación e índice de poros. Por otra parte es necesario determinar las superficies de estado.

La determinación de los parámetros que definen la variación de las permeabilidades es rápida si se emplean relaciones teóricas entre el grado de saturación y la permeabilidad del agua. Sin embargo la determinación de la forma de las superficies de estado requiere a "priori" la realización de por lo menos cinco o seis ensayos de duración parecida a los edométricos. Por lo tanto sería de mucha utilidad establecer algún tipo de ecuación matemática que ligue a la succión y carga exterior respecto al aire (en realidad se trata de una ecuación constitutiva) que permitiera mediante la realización de un número pequeño de ensayos establecer la forma de la superficie de estado. Este aspecto será tratado en la última parte del capítulo.

2.- PROPIEDADES BASICAS DEL SUELO.

Se ha utilizado como suelo para realizar los ensayos un caolin comercial común. Este suelo ha resultado tener un límite líquido de 41 y un límite plástico de 28,9 poseyendo pues un índice de plasticidad de 12,1. El peso específico de las partículas ha sido de 2,65.

La granulometría encontrada tras un ensayo de sedimentación se refleja en la figura 6.1. Como puede observarse se trata de un suelo de grano relativamente uniforme, ya que su coeficiente de uniformidad es del orden de 2. Hay que resaltar que la mayor parte (70%) de las partículas de suelo tiene un tamaño comprendido entre 0.02 y 0.005 mm. mientras que la fracción arcillosa ($\phi \leq 0.002$ mm) es tan sólo del 4%. Por lo tanto desde el punto de vista de la granulometria se trata un suelo limoso. Desde el punto de vista de la clasificación de Casagrande el suelo pertenece al grupo ML.

La granulometría del suelo hace pensar que no son necesarias succiones muy grandes para llegar a reducir el grado de saturación del suelo. Dado que las piedras porosas utilizadas tienen un valor de entrada de aire moderado, esta circunstancia ha sido muy favorable de cara a la realización de los ensayos que se describen más adelante.

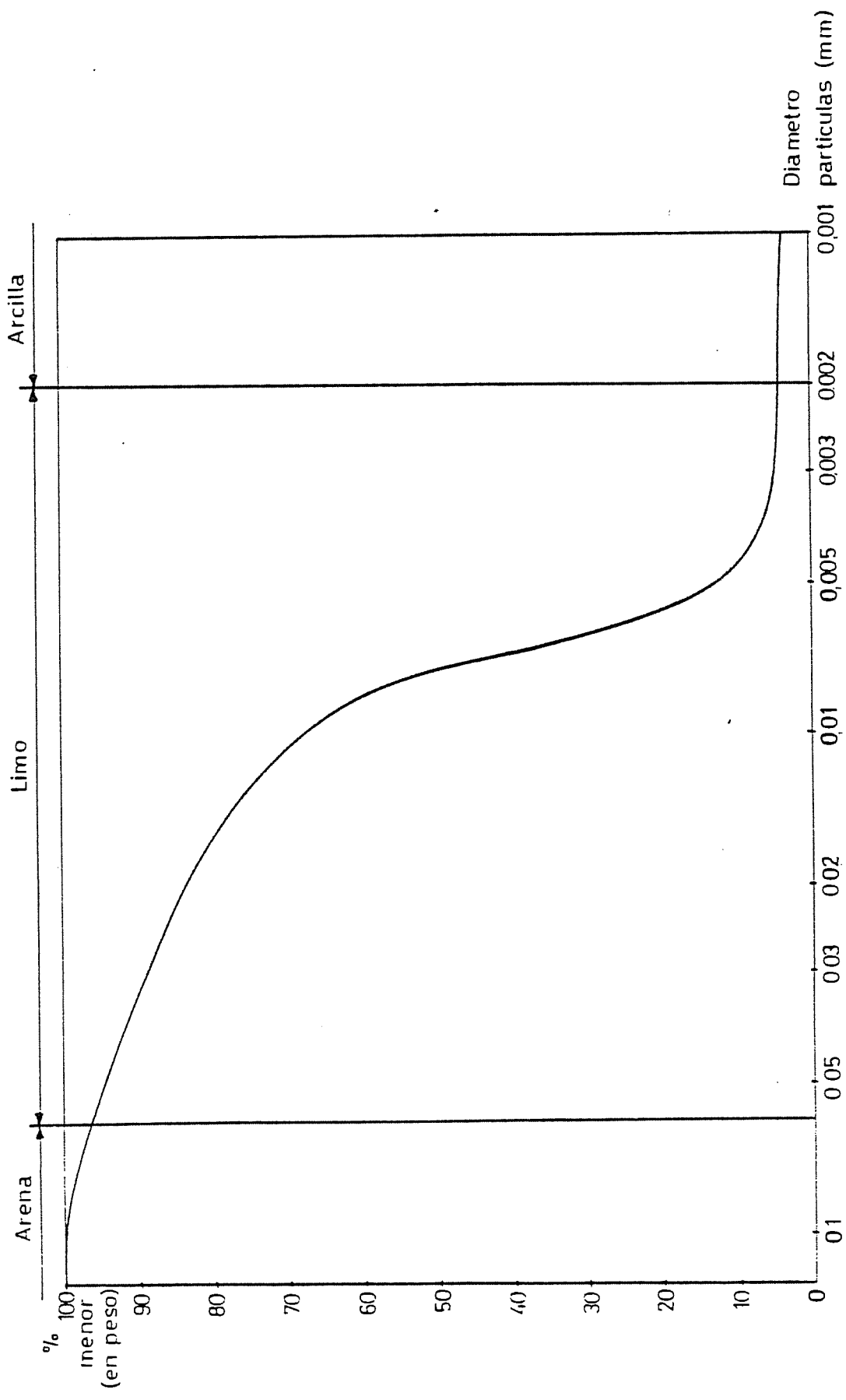


Fig 6.1 GRANULOMETRIA DEL SUELO ESTUDIADO

3.- PERMEABILIDAD AL AIRE.

3.1.- METODO DE MEDIDA.

Para establecer la permeabilidad al aire del suelo se ha seguido básicamente el procedimiento utilizado por Yoshimi and Osterberg (1963). Si el aire encerrado en un depósito a presión se pone en contacto con una pastilla de suelo, el aire escapará del depósito a través del suelo y midiendo la velocidad de disipación de presión de aire en el depósito se puede establecer la permeabilidad al aire del suelo a través de la expresión deducida por Yoshimi and Osterberg (1963):

$$\bar{K} = 2.3 \frac{V h \mu_a}{A \left(P_{atm} + \frac{P_o}{4} \right)} \left(\frac{-\text{Log}_{10} (P(t)/P_o)}{t-t_o} \right) \quad (6.1)$$

Donde \bar{K} es la permeabilidad intrínseca (m^2), V el volumen del depósito (m^3), h el espesor de la muestra (m), A el área de dicha muestra (m^2), μ_a la viscosidad dinámica del aire ($N \cdot \text{seg}/m^2$), P_{atm} la presión atmosférica (N/m^2) P_o el exceso de presión sobre la presión atmosférica en el tiempo t_o (seg) y $P(t)$ el exceso sobre la presión atmosférica en el depósito en el tiempo t .

La ecuación (6.1) ha sido deducida de un modo análogo a la clásica expresión de la permeabilidad del agua cuando se utiliza un permeámetro de carga variable, planteando la ecuación de continuidad del aire teniendo en cuenta su compresibilidad.

En la derivación de la expresión 6.1 se ha hecho uso de la hipótesis de que las presiones iniciales P_o son relativamente pequeñas frente a la presión atmosférica. Por otra parte el

emplear presiones P_0 grandes puede alterar el estado del suelo en forma apreciable. Por estos motivos debe limitarse el exceso de presión inicial a valores lo más pequeños posibles.

3.2.- DESCRIPCION DEL EQUIPO DE MEDIDA.

Como tanque para contener el aire a presión se ha utilizado una célula de las comunmente empleadas para ensayos triaxiales. Su volumen útil es de 3,475 l. Dado que las presiones de aire se han limitado a valores menores de $0.1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ los cambios del volumen del aire encerrado en el depósito debidos a deformación del equipo pueden considerarse nulos.

El suelo se ha colocado en el interior de una célula Rowe de forma que se pueden aplicar cargas sobre el suelo para obtener estados de deformación variables y por otra parte mantener la humedad del suelo prácticamente constante. La sección de la pastilla de suelo era de $45,126 \text{ cm}^2$ y su altura inicial de 0,0255 m.

La presión del aire en el interior de la célula triaxial se ha medido mediante un transductor electrónico de presión, y la variación de la presión de aire con el tiempo se ha registrado mediante el empleo de un registrador gráfico x-t. La precisión de las medidas ha sido contrastada repetidamente con un manómetro de columna de mercurio.

La presión de agua que actúa en la célula Rowe como carga aplicada al suelo era suministrada por un equipo de potes de mercurio de los usuales en ensayos triaxiales y las deformaciones del suelo eran medidas indistintamente por un tras-

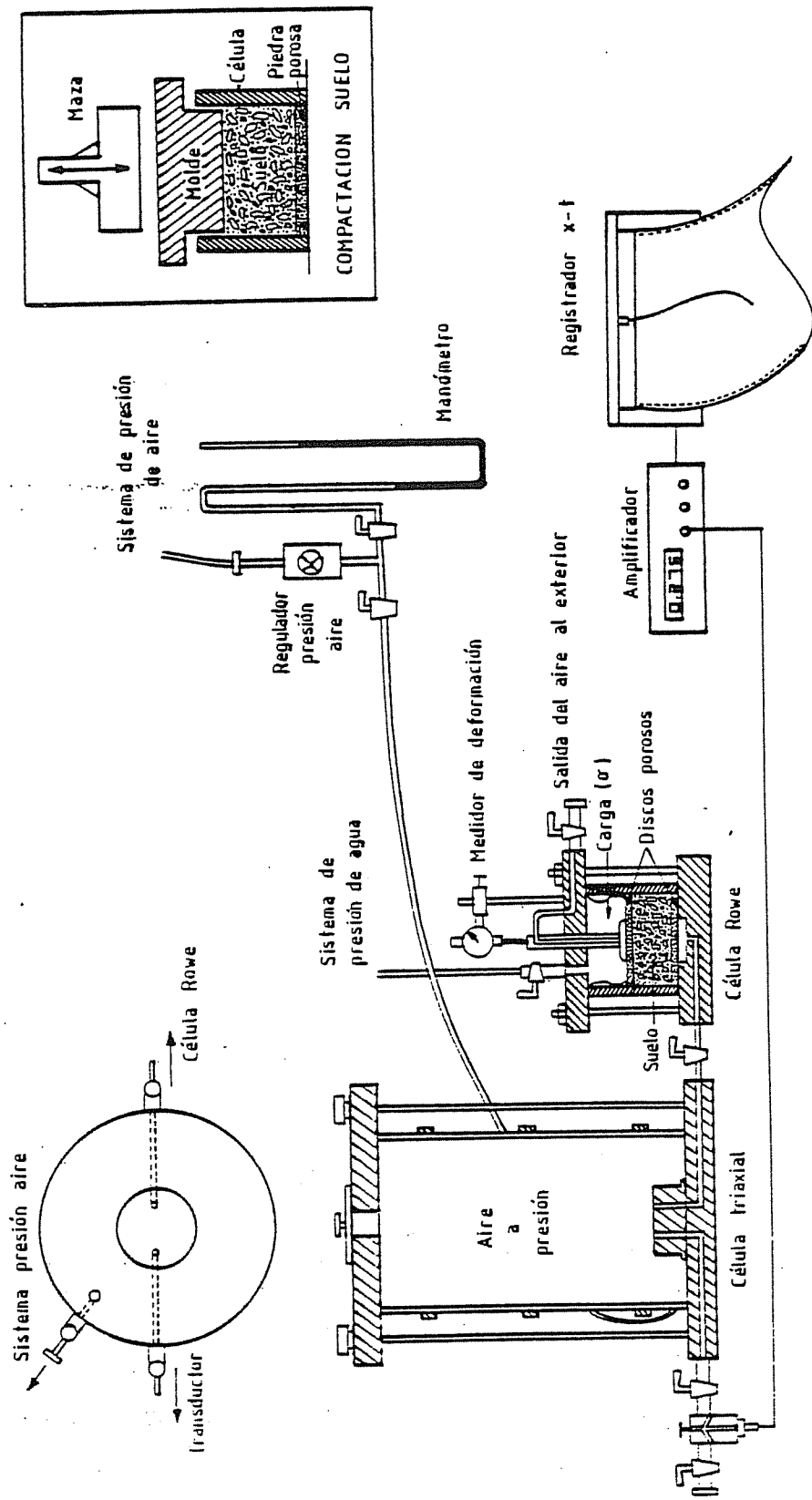


Fig 6.2 ESQUEMA DEL MONTAJE REALIZADO PARA LA OBTENCION DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE

ductor de desplazamientos (L.V.D T.) o mediante un comparador mecánico.

En las figuras 6.2 y 6.3 se muestra un esquema y una fotografía de la instalación empleada para la medida de la permeabilidad del aire.

3.3.- DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.

Primeramente se prepara una cantidad dada de suelo mezclando una cantidad fija de caolín con cantidades variables de agua según el grado de saturación inicial del suelo deseado. Esta cantidad conocida de suelo se compacta manualmente hasta que su volumen corresponde al volumen de la célula Rowe (ver recuadro en figura 6.2). De este modo se consigue tener el suelo con el índice de poros inicial y con el grado de saturación prefijado.

Una vez situado el suelo en el interior del cuerpo central de la célula Rowe se acaba de montar la célula colocando las bases superior e inferior. Mediante el sistema de presión de agua se aplica una carga inicial al suelo de $0.2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$. Una vez ha finalizado la deformación del suelo se procede a la medida de la permeabilidad del aire para la porosidad y saturación resultantes tras la aplicación de la carga. Para ello se abre la comunicación de la célula triaxial con el sistema de presión de aire, manteniendo cerrada la comunicación con la pastilla de suelo, cuando se ha estabilizado la presión de aire en el tanque a $0.1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ por encima de la presión atmosférica se cierra la comunicación del tanque con el sistema de presión y se abre la comunicación con la célula Rowe. El

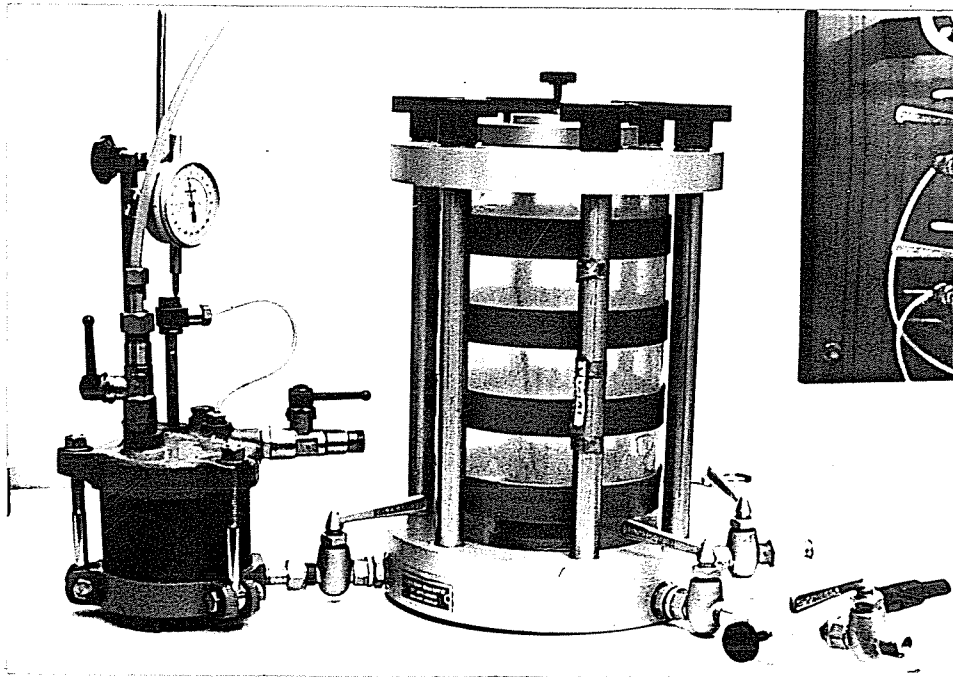
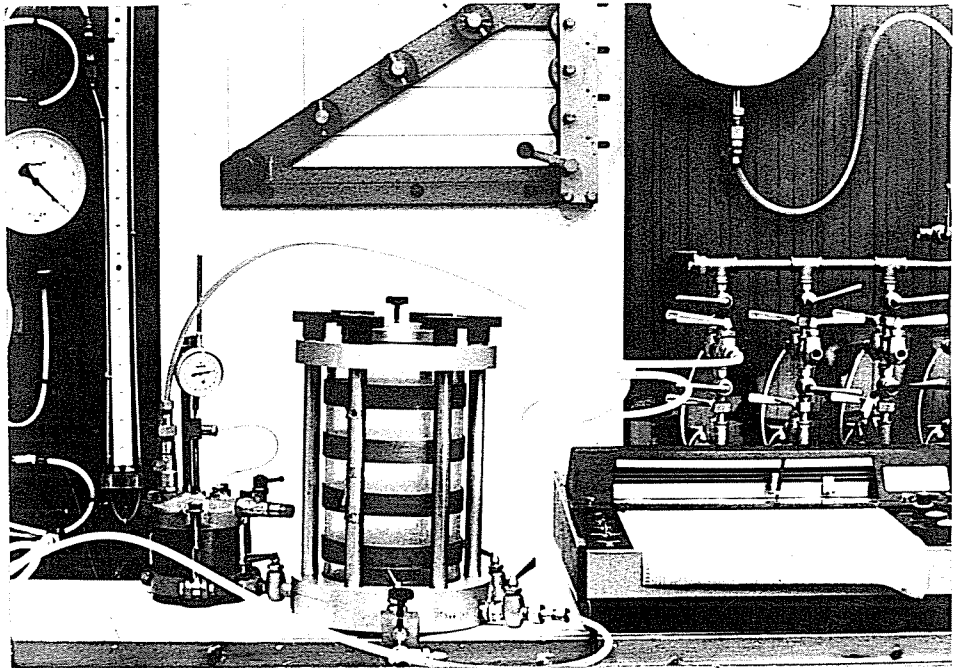


Fig 6.3 INSTALACION PARA MEDIR LA PERMEABILIDAD
AL AIRE

aire empieza a salir al exterior a través del suelo y se registra gráficamente la evolución de presión de aire en el tanque.

El proceso de llenado y vaciado del tanque puede repetirse varias veces para constatar la repetibilidad del ensayo, hay que resaltar que esta repetibilidad ha resultado prácticamente perfecta.

Posteriormente se aumenta la carga aplicada al suelo para obtener otro índice de poros y grado de saturación y se procede a la medida de la permeabilidad para ese nuevo estado. El proceso se repite para cargas cada vez mayores, hasta que el grado de saturación alcanzado es lo suficientemente grande como para que la permeabilidad del aire sea tan pequeña que resulte imposible medirla sin aumentar excesivamente la presión de aire en el tanque.

Para finalizar el ensayo se seca la pastilla en estufa para comprobar con mayor exactitud la porosidad y grado de saturación iniciales.

3.4.- RESULTADOS.

El procedimiento de ensayo se ha aplicado a suelo en tres condiciones iniciales. La primera pastilla tenía inicialmente un índice de poros de 1,4377 y un grado de saturación de 0,5229, la segunda un índice de poros de 1,3907 y un grado de saturación de 0.4695 y la tercera un índice de poros de 1,4233 y un grado de saturación de 0,3353.

La cantidad de agua en el suelo puede considerarse que ha permanecido constante a lo largo del ensayo ya que las diferencias de peso de agua en el estado inicial y final del suelo han sido en los tres casos menores al 1%. En la tabla 6.1 se muestra el valor de e , S_r y $e(1-S_r)$ para cada estado en los que se ha medido la permeabilidad del aire \bar{K} reflejada también en dicho cuadro.

En la figura 6.4 se recogen algunas de las curvas presión del aire-tiempo que se han registrado y a partir de las cuales se han obtenido los valores a utilizar en la expresión 6.1. Puede observarse en ellas su marcado carácter exponencial y la buena repetibilidad de las pruebas.

Por último en la figura 6.5 se recoge la relación existente entre los logaritmos de la permeabilidad intrínseca \bar{K} y el índice de poros ocupados por aire $e(1-S_r)$. Como puede observarse la relación es prácticamente lineal. El ajuste de una

PASTILLA	CARGA INDICE $10^5 \frac{N}{m^2}$	POROS e	GRADO DE SATURACION	$e(1-S_r)$	$K (m^2)$
1	0,2	1,4090	0,5336	0,6572	$4,71 \cdot 10^{-14}$
1	1	1,0816	0,6951	0,3298	$1,67 \cdot 10^{-14}$
1	2	0,9492	0,7921	0,1974	$6,68 \cdot 10^{-15}$
1	4	0,8230	0,9135	0,0712	$1,96 \cdot 10^{-16}$
2	0.2	1,3804	0,4730	0,7274	$4,29 \cdot 10^{-14}$
2	1	1,2431	0,5250	0,5901	$2,39 \cdot 10^{-14}$
2	4	0,8357	0,7814	0,1827	$5,37 \cdot 10^{-15}$
2	8	0,7185	0,9088	0,0655	$2,34 \cdot 10^{-17}$
3	0.2	1,4173	0,3367	0,9401	$1,19 \cdot 10^{-13}$
3	1	1,3644	0,3497	0,8872	$7,94 \cdot 10^{-14}$
3	2	1,1942	0,3996	0,7170	$5,40 \cdot 10^{-14}$
3	4	0,9785	0,4877	0,5013	$2,24 \cdot 10^{-14}$
3	8	0,8056	0,5924	0,3284	$5,65 \cdot 10^{-15}$

TABLA 6.1.- PERMEABILIDAD DEL AIRE SEGUN e y S_r .

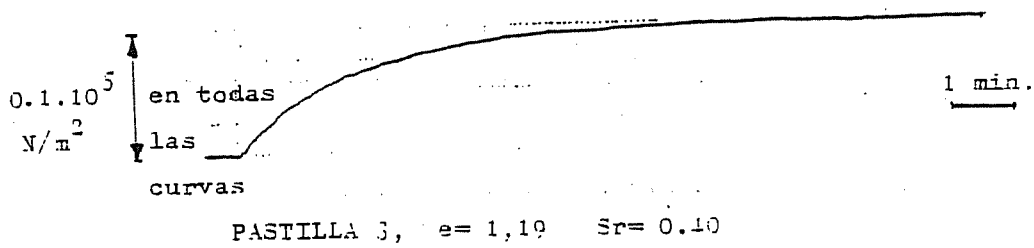
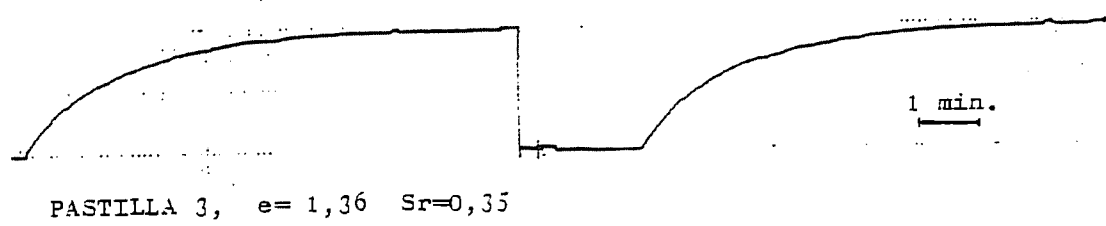
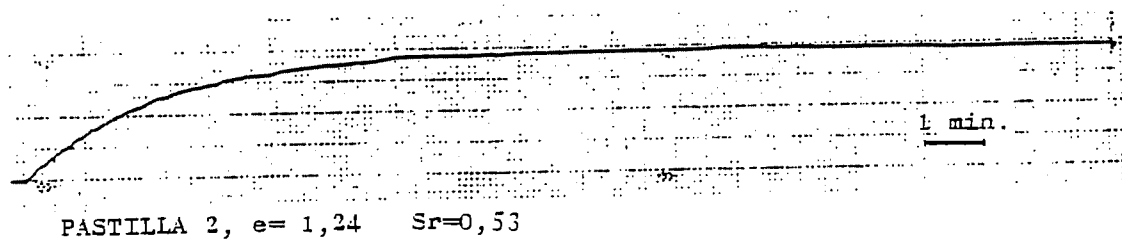
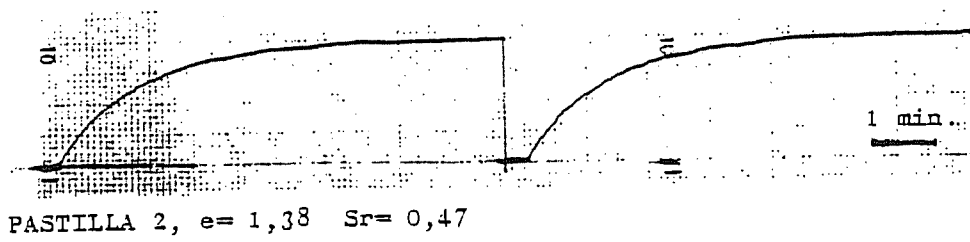
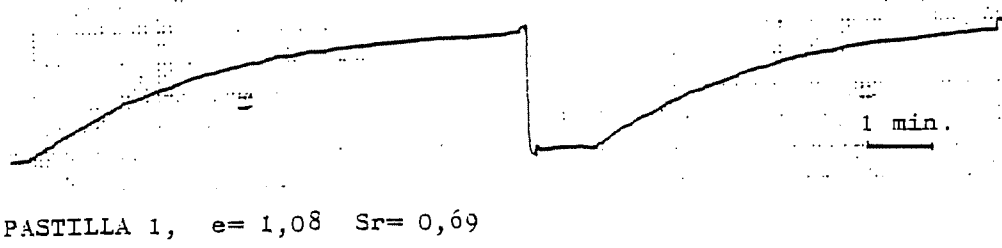


FIG. 6.4. MEDIDA DE LA PERMEABILIDAD AL AIRE. EVOLUCION DE LA PRESION DE AIRE CON EL TIEMPO.

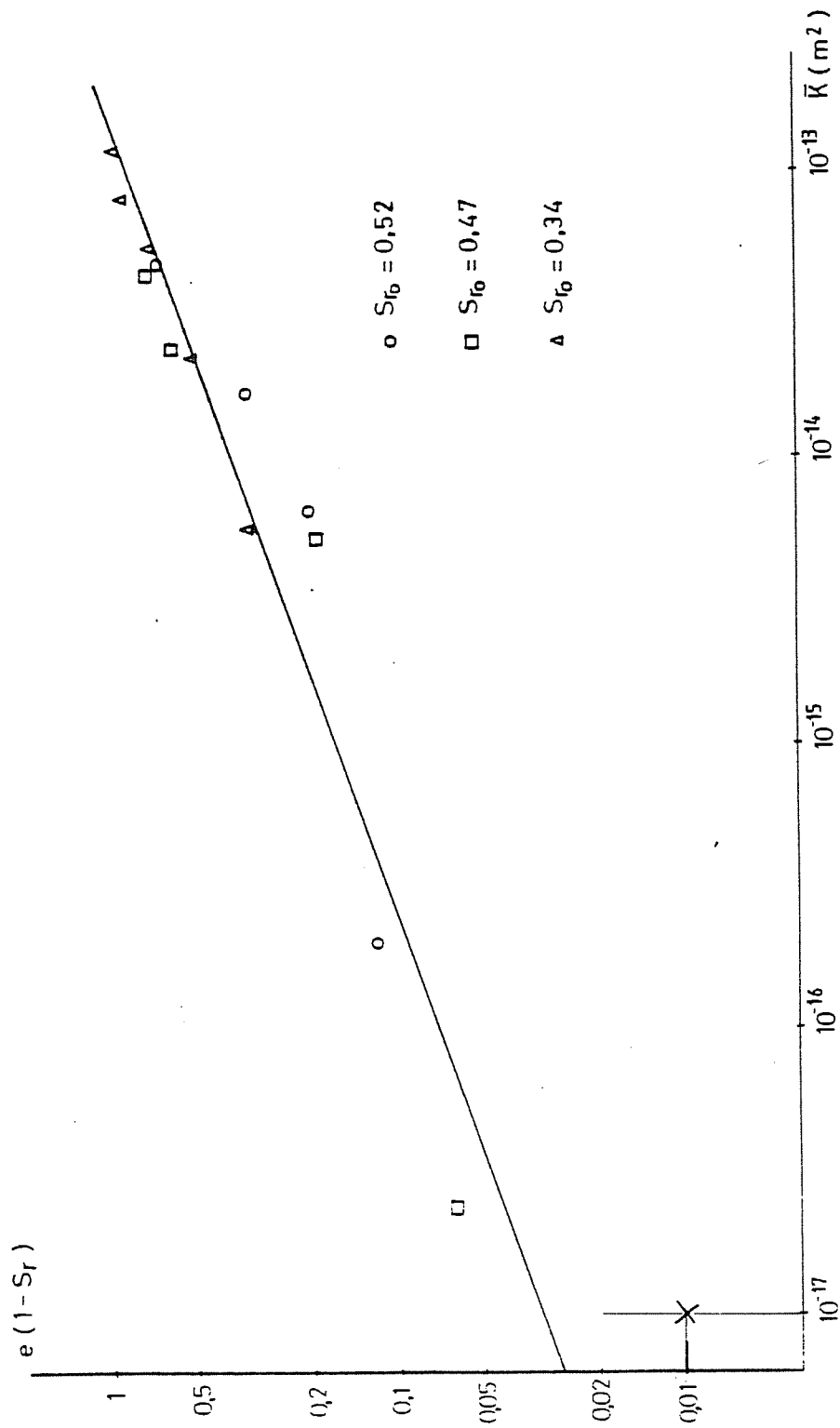


Fig 6.5 RELACION ENTRE LA PERMEABILIDAD INTRINSECA DEL AIRE Y $e(1-S_r)$

recta por mínimos cuadrados conduce a un coeficiente de correlación del 95%. La pendiente de la recta que relaciona los logaritmos es de 0,35 valor algo menor al obtenido por Yoshimi y Osterberg para su suelo(0,43). Por lo tanto la variación de la permeabilidad con el grado de saturación es más grande en el caso presente.

La expresión de la permeabilidad \bar{K} que se puede deducir de los resultados es pues:

$$\bar{K} = 1,86 \cdot 10^{-13} (e. (1-S_r))^{2,85} \quad (6.2)$$

4.- PERMEABILIDAD DEL AGUA.

La permeabilidad al agua de un determinado suelo varía fundamentalmente en función de su porosidad y su grado de saturación, el efecto de cada uno de estos factores puede separarse y ser estudiado independientemente y como se ha visto, integrarlos en el cálculo de la permeabilidad en forma multiplicativa. Para ello se estudia por un lado el efecto de la variación del tamaño de poros para el suelo saturado y por otro el efecto del cambio del grado de saturación en la permeabilidad del agua cuando se mantiene constante el volumen de poros.

4.1.- INFLUENCIA DEL VOLUMEN DE POROS EN LA PERMEABILIDAD DEL AGUA.

Para estudiar el efecto de la variación del índice de poros en la permeabilidad se han realizado mediciones de la permeabilidad utilizando la técnica del permeámetro de carga constante.

Dado que la permeabilidad del suelo es muy pequeña se ha hecho necesario emplear un gradiente hidráulico bastante grande para que existiese un flujo apreciable. Para proporcionar la presión necesaria se ha empleado el sistema de potes del aparato triaxial, las presiones utilizadas han variado desde $0,1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ a $0,5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$.

Mediante un transductor eléctrico de presión se comprueba que durante los ensayos la presión del agua al entrar en el suelo permanece prácticamente constante. (Las posibles variaciones son menores que $0,01 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$).

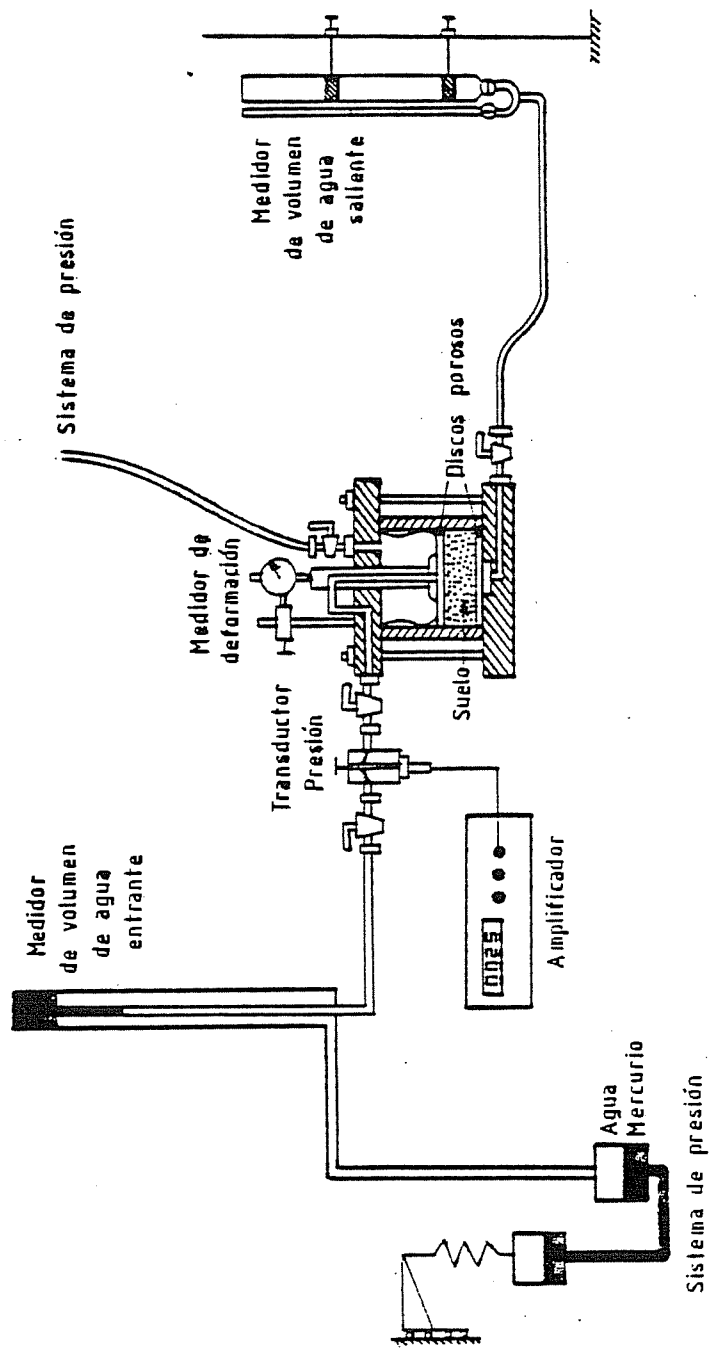


Fig 6.6 ESQUEMA DEL MONTAJE REALIZADO PARA LA MEDIDA DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA

El suelo está situado en el interior de una célula Rowe, de forma que analógicamente a lo expuesto para la medida de la permeabilidad al aire se le pueden aplicar cargas que conduzcan a estados de deformación variables.

En la figura 6.6 se presenta un esquema del montaje realizado para medir la permeabilidad en función del índice de poros.

Para que las medidas de la permeabilidad sean válidas el flujo de agua debe transcurrir en condiciones estacionarias por lo tanto es necesario dejar transcurrir un tiempo prudencial (4-5 horas) entre el inicio del flujo y la medida de la permeabilidad para asegurar que la distribución de presiones es lineal y la velocidad de salida del agua en el suelo es igual a la de entrada.

Aunque debido a la existencia de un gradiente de presión, la porosidad no es uniforme a lo largo de la altura de la pastilla, este efecto puede considerarse despreciable si se tiene la precaución de que la presión aplicada al agua que entra en el suelo sea inferior a la décima parte de la presión total que actúa sobre la pastilla.

Por otra parte hay que señalar que tal como se refleja en la figura 6.7, se mide tanto el agua que entra como la que sale del suelo para asegurar que se está en condiciones estacionarias.

El agua en este ensayo y en los restantes era destilada y desaireada.

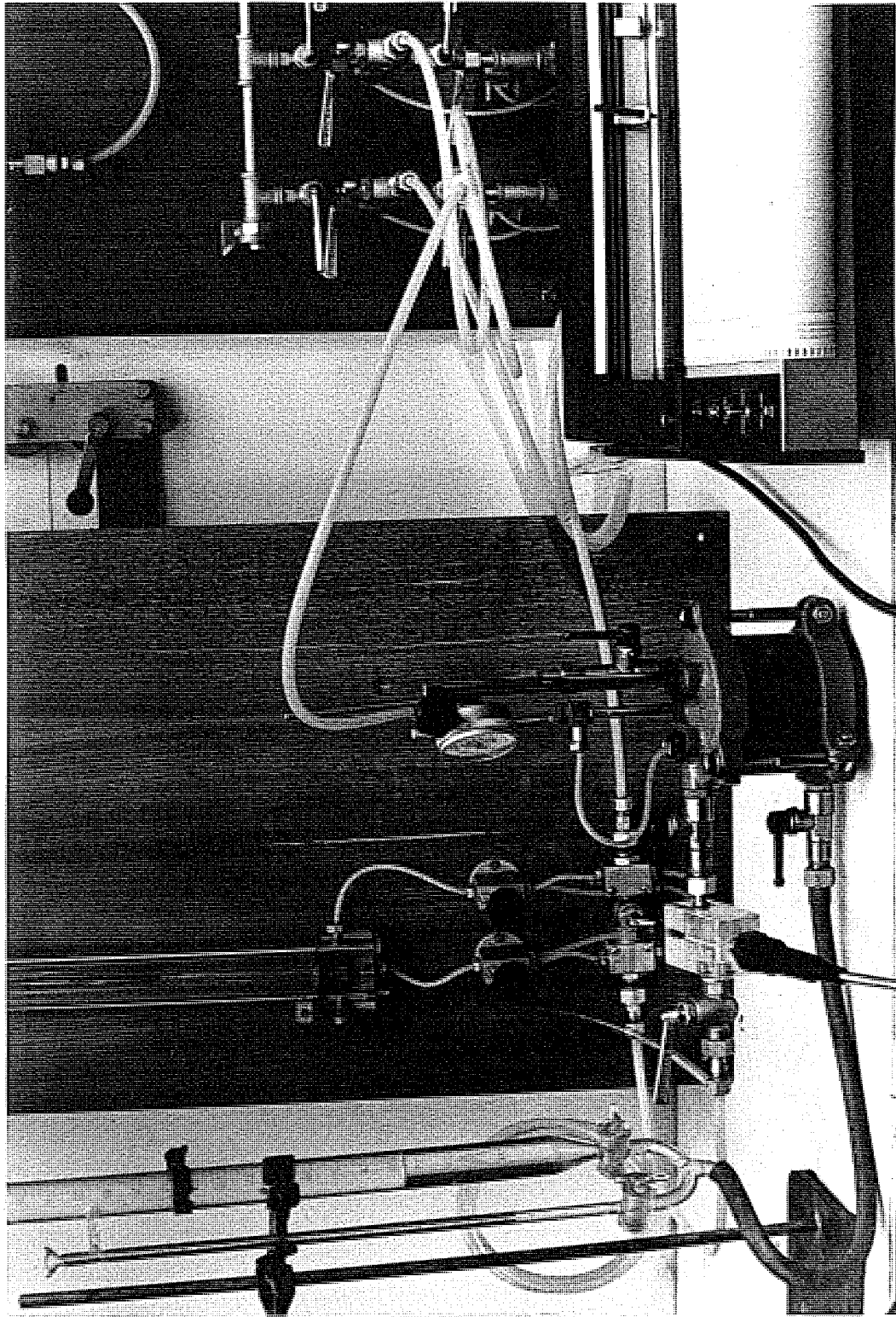


Fig 6.7 INSTALACION PARA MEDIR LA PERMEABILIDAD AL AGUA

4.2.- RESULTADOS.

En la tabla 6.2 se recogen los resultados obtenidos para la permeabilidad del agua en distintos estados de deformación.

$\sigma \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$	e	$K_w \cdot 10^{-9} \text{ m/seg.}$	log. K_w
0,7	0,9529	12,681	- 7,897
1,5	0,9087	6,058	- 8,218
3	0,8376	3,600	- 8,444
6	0,7166	1,441	- 8,841
8	0,6705	0,583	- 9,234
3	0,6858	0,733	- 9,135
0.5	0,7493	1,908	- 8,719

TABLA 6.2 PERMEABILIDAD DEL AGUA PARA VARIOS INDICES DE POROS.

Como se observa en la figura 6.8, existe una tendencia a la variación lineal del logaritmo de la permeabilidad con el índice de poros. La pendiente de la recta que relaciona ambos factores es en este caso de 4,27. Lambe and Whitman (1968) para una caolinita cálcica a un valor de esta pendiente de alrededor de 2 y para un limo de Boston de 5,04, por lo que el valor de la pendiente encontrada entra dentro de los límites de los

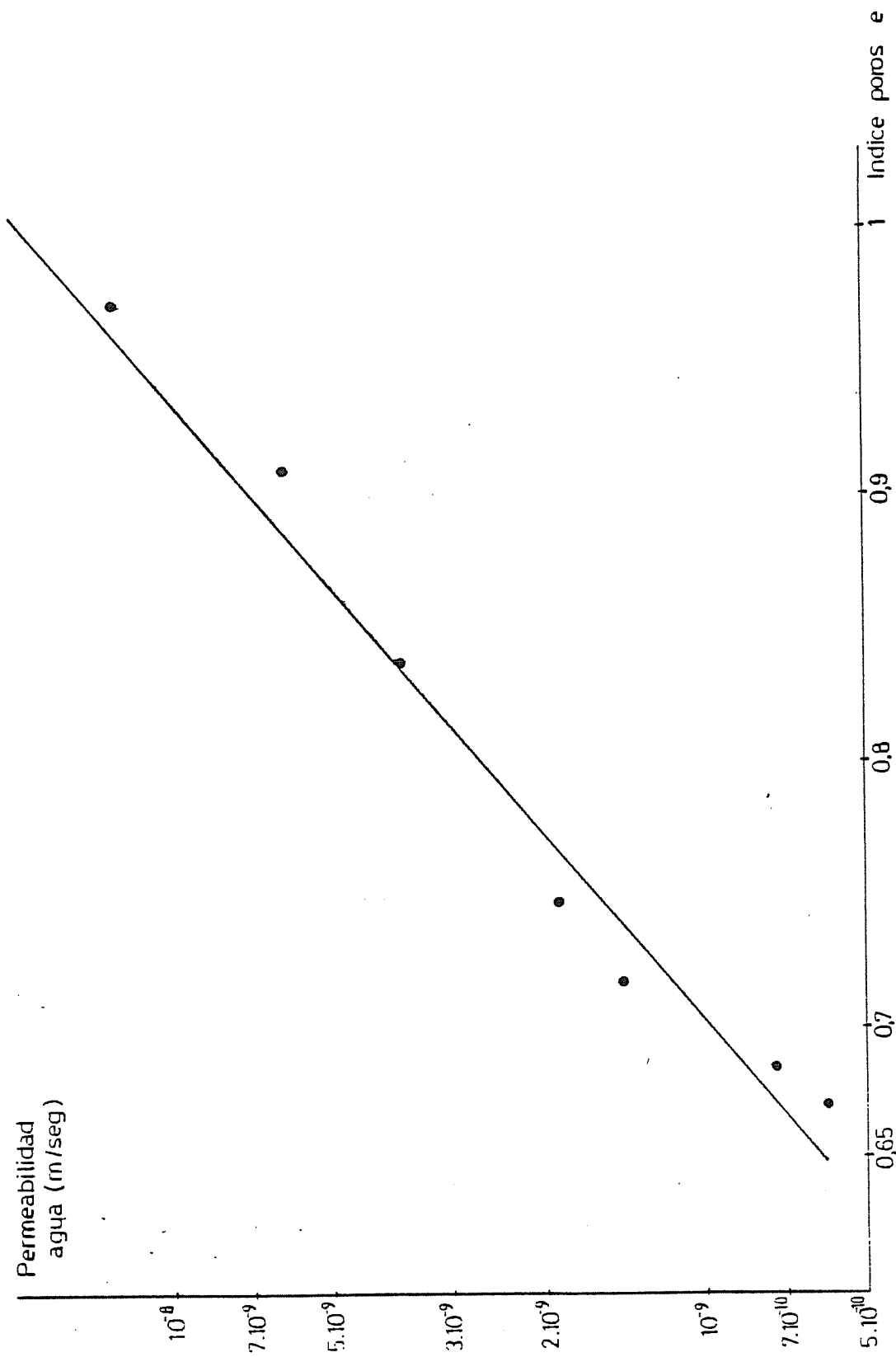


Fig 6.8 RELACION ENTRE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA Y EL INDICE DE POROS

valores encontrados en suelos similares.

De los resultados se desprende pues, que existe una relación entre el índice de poros y el logaritmo de la permeabilidad que puede expresarse como:

$$\log K_w = -12,014 + 4,2761 e \quad (6.3)$$

$$K_w = 9,6828 \cdot 10^{-13} \cdot (18884)^e \quad (6.4)$$

El coeficiente de correlación entre e y $\log K_w$ es del 98,5% por lo que puede considerarse que la expresión (6.4) describe con suficiente aproximación el comportamiento del suelo en el aspecto estudiado.

4.3.- INFLUENCIA DEL GRADO DE SATURACION EN LA PERMEABILIDAD DEL AGUA.

No se han realizado en el presente estudio ensayos conducentes a encontrar la relación existente entre el grado de saturación y la permeabilidad del agua. En el capítulo II se han mencionado los trabajos de diversos autores que han estudiado teórica y experimentalmente la relación mencionada, de ellos puede desprenderse que la permeabilidad relativa del agua es una función prácticamente biunívoca del grado de saturación que puede representarse con suficiente aproximación (Scott R.F. (1963), Casteleiro M. (1975) como:

$$K_{rw} = K_w (S_r=1) S_r^{3,5} \quad (6.5)$$

La realización de los ensayos necesarios para la obtención experimental de las permeabilidades relativas es una - tarea compleja debido al efecto de los bordes, problemas en la medida del grado de saturación, en la medida de la succión, - fijar las condiciones del flujo , etc. La realización de una manera correcta de estos ensayos requiere la utilización de técnicas que no son usuales en un laboratorio de mecánica del suelo y cuya puesta a punto cae fuera de las pretensiones de esta tesis.

Por otra parte la aproximación obtenida por los modelos matemáticos está suficientemente verificada por los investigadores de la industria petrolífera. Una técnica usual entre los investigadores de dicha industria es la de utilizar modelos matemáticos cuyos parámetros se ajustan mediante observaciones "in situ" en lugar de utilizar curvas de la permeabilidad relativa obtenidas en laboratorio. Houpeurt A. (1974) atribuye este hecho entre otras causas a deficiencias en la medida de la permeabilidad relativa en laboratorio.

5.- OBTENCION EXPERIMENTAL DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

5.1.- INTRODUCCION.

Para la obtención experimental de las superficies de estado es necesario poseer un aparato en el cual el suelo - pueda ser sometido a deformación bajo carga, controlándose la succión en todo momento.

Por otra parte es necesario medir tanto la deformación del suelo como la cantidad de agua que entra o sale del suelo con gran exactitud. Matyas and Radhakrishna (1968) para encontrar la forma de las superficies de estado utilizan una célula triaxial modificada para poder medir con exactitud las deformaciones del suelo y las presiones de aire y agua. Por otra parte Fredlund and Morgenstern (1976) utilizan también además de una célula triaxial modificada, un edómetro tipo Anteus modificado para poder realizar ensayos edométricos con succión controlada.

En el presente estudio se ha desarrollado un edómetro basado en el aparato diseñado por Escario (1967) y perfeccionado en Escario y Saez (1973), en el edómetro diseñado por Rowe and Barden (1966) y en el desarrollado por Moore and Millar (1971).

El prototipo, especialmente concebido para la medida experimental de las superficies de estado, ha sido diseñado intentando minimizar la dificultad de fabricación y el coste de los materiales por una parte y teniendo presente la necesidad de medir y controlar exactamente el valor de las variables que

entran en juego, por otro.

El sistema de control de la succión del suelo es análogo al utilizado por Bishop and Henkel (1962) en triaxiales para suelo no saturado.

Por otra parte el sistema de cargar el suelo mediante el empleo de presión hidráulica asegura un control mucho mejor sobre la carga transmitida que el sistema de pistón cargado mecánicamente, a la vez que facilita la aplicación de cargas grandes al suelo. Por otra parte permite que las dimensiones del aparato (representado a escala prácticamente igual a la natural en la fig. 6.10) lo hagan fácilmente manejable y compacto.

Por último hay que mencionar que el aparato permite la compactación de suelo en el interior de la propia célula edométrica lo que facilita la fabricación de muestras con las mismas condiciones iniciales.

5.2.- DESCRIPCION DEL APARATO UTILIZADO.

5.2.1.- CELULA BASICA.

El aparato desarrollado consta básicamente de tres cuerpos. En el cuerpo inferior de metacrilato de 15 cm. de diámetro se aloja una piedra porosa de alto valor de entrada de aire de las fabricadas comercialmente para usar en células triaxiales con probetas de 70 mm. de diámetro. Esta piedra está en comunicación por un lado al sistema de presión de agua basado en la técnica de los potes de mercurio y por otro a una trampa de aire, de forma que haciendo circular agua se puedan

eliminar las posibles burbujas de aire que se forman en la parte inferior de la piedra porosa por difusión del aire a través de dicha piedra (Fredlund, 1975). Hay que hacer notar que dado que las succiones empleadas han sido muy pequeñas (menores que 10^5 N/m^2) el volumen de aire que atraviesa la piedra porosa ha sido despreciable frente al volumen de agua que entra o sale del suelo.

Por encima de la piedra porosa de alto valor de entrada de aire se sitúa al suelo, confinado lateralmente por un anillo de acero de 50 mm. de diámetro interior, 6,5 mm. de espesor y 20 mm. de altura. El cilindro de acero queda ajustado en otro exterior de metacrilato de 45 mm. de espesor y que constituye el cuerpo central del aparato. Este cuerpo central se une herméticamente al inferior por la acción de 6 tornillos, mientras que la estanqueidad se consigue gracias a dos anillos tóricos colocados en la parte inferior del cilindro de acero y en el contorno de la piedra porosa de alto valor de entrada de aire.

Por encima del suelo se coloca una piedra porosa de 50 mm. de diámetro y con un tamaño de poro muy grande, de forma que sea muy permeable al aire y no reste humedad al suelo.

Por último el cuerpo superior de metacrilato tiene la misión de constituir una cámara que contenga agua a presión para la aplicación de cargas al suelo. Para que la deformación del suelo en toda la superficie sea la misma entre la membrana de goma y la piedra porosa se sitúa un disco de bronce cuyo diámetro es igual al de la muestra de suelo.

Solidario con el disco de bronce se mueve un pistón vertical cuya misión es por un lado controlar las deformaciones del suelo y por otro alojar el conducto por el cual circula el aire hasta la pastilla de suelo.

Las deformaciones del suelo se miden con un transductor de deformación alojado en un "portico" de acero anclado a la altura de la piedra porosa de alto valor de entrada de aire, al efecto de que la deformación del aparato influya lo menos posible en las deformaciones medidas.

Dado que el espesor de la pastilla de suelo es tan sólo de 2 cm. las deformaciones del suelo serán pequeñas en general y por tanto es preciso conocer las deformaciones propias del aparato. Para ello se ha sustituido la pastilla de suelo por un bloque de acero y se han medido las deformaciones sufridas al aplicar cargas, presiones de cola de agua y presiones de aire análogas a las empleadas en los ensayos con suelo. Las deformaciones registradas corresponden a la deformación propia del aparato ya que el bloque de acero puede considerarse como rígido para el rango de presiones utilizado.

En la figura 6.9 se representan los valores de la deformación del aparato en función de la carga exterior (σ) y para distintos valores de la presión del aire menos la presión del agua. La presión del aire ha sido de 10^5 N/m^2 en todos los casos.

Como puede constatarse la deformación del aparato varía muy poco al variar la presión de cola del agua. Por otra parte el hecho de que para valores nulos de σ -Pa las deformaciones no

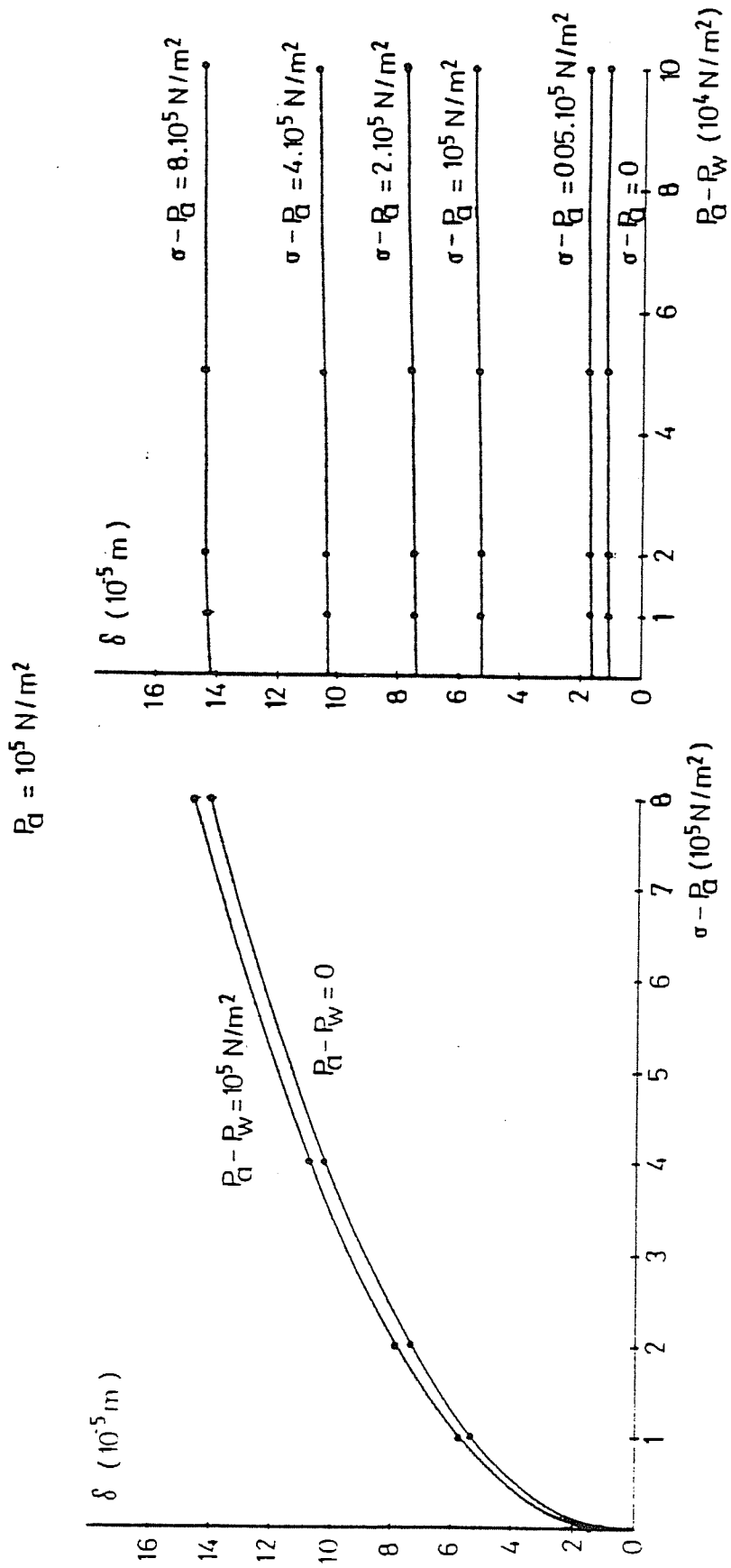


Fig 6.9 DEFORMACION DEL APARATO

sean nulas se debe al hecho de que la presión del aire en la célula ha sido durante la medida de las deformaciones de 10^5 N/m^2 .

En la figura 6.10 se muestra una sección del aparato descrito y las figuras 6.11 y 6.12 unas fotografías del aparato montado y de las piezas que lo constituyen por separado.

En la tabla 6.3 se compara la compresibilidad del aparato con la de distintos tipos de edómetros según datos aportados por Fredlund (1970) y con la compresibilidad del aparato desarrollado por Escario y Saez (1973).

Deformación 10^{-5} m	Presión vertical exterior $\sigma - \text{Pa } 10^5 \text{ N/m}^2$			
	0-0,1	0,1-1	1-10	
Edómetro ligero	0,508	2,54	8,38	(Pa=0)
Edómetro de sobremesa	1,27	2,29	7,62	"
Edómetro Anteus	0,762	1,27	2,03	"
Edómetro pesado	3,81	5,84	12,19	"
Edómetro Convel	2,03	5,84	7,11	"
Célula de Escario y Saez	0,04	0,42	4,35	(Pa=0)
Célula	2,27	3,11	10,62	(Pa= 10^5 N/m^2)

TABLA 6.3 COMPRESIBILIDAD DE DIVERSOS EDMETROS.

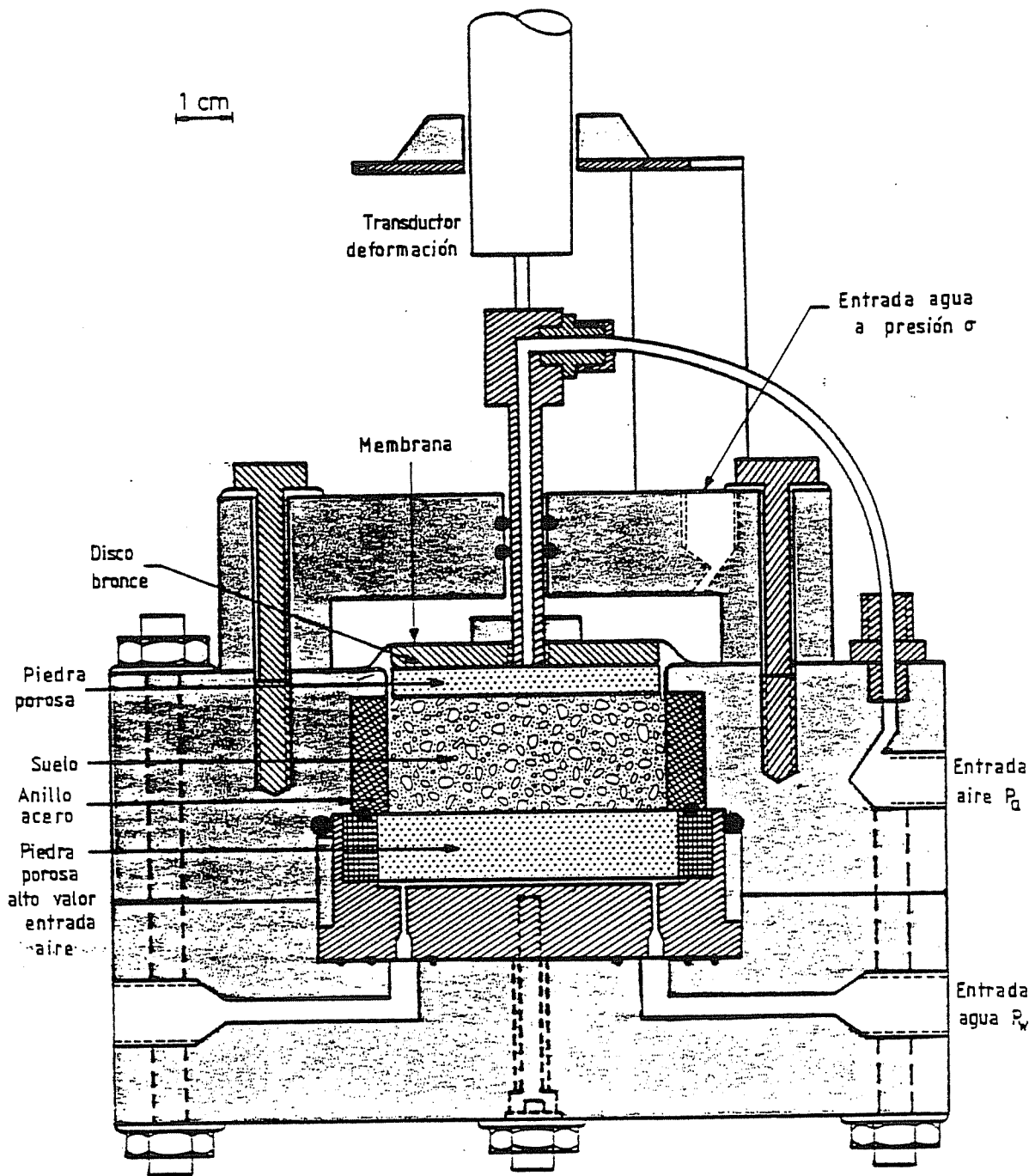


Fig 6.10 SECCION DE LA CELULA BASICA

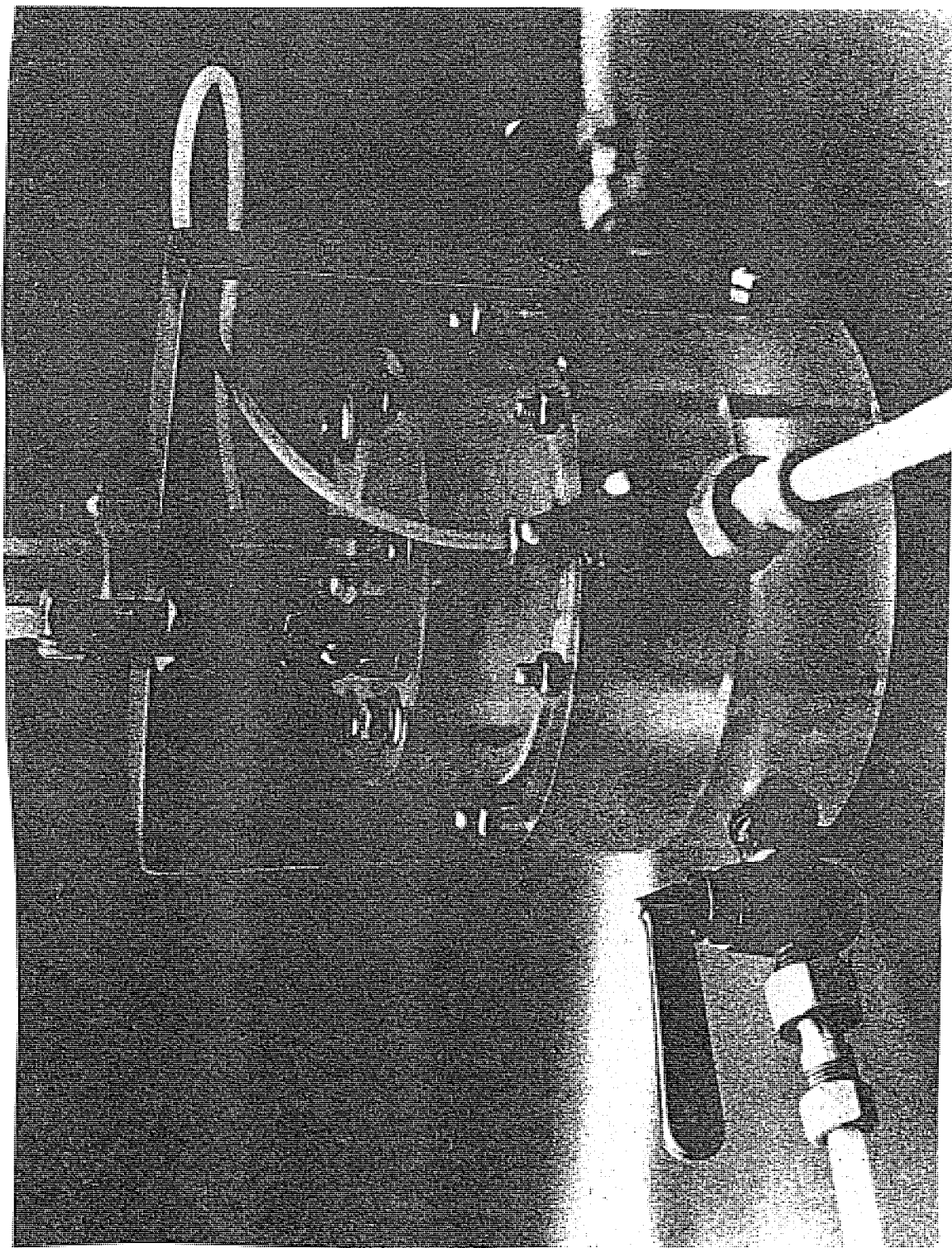


Fig 6.11 CELULA BASICA

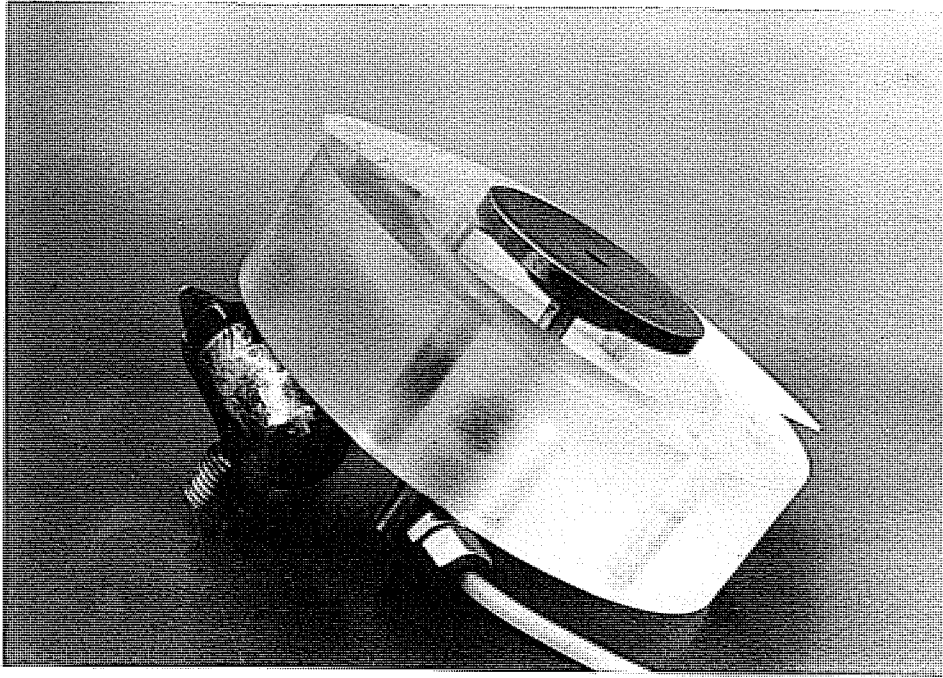
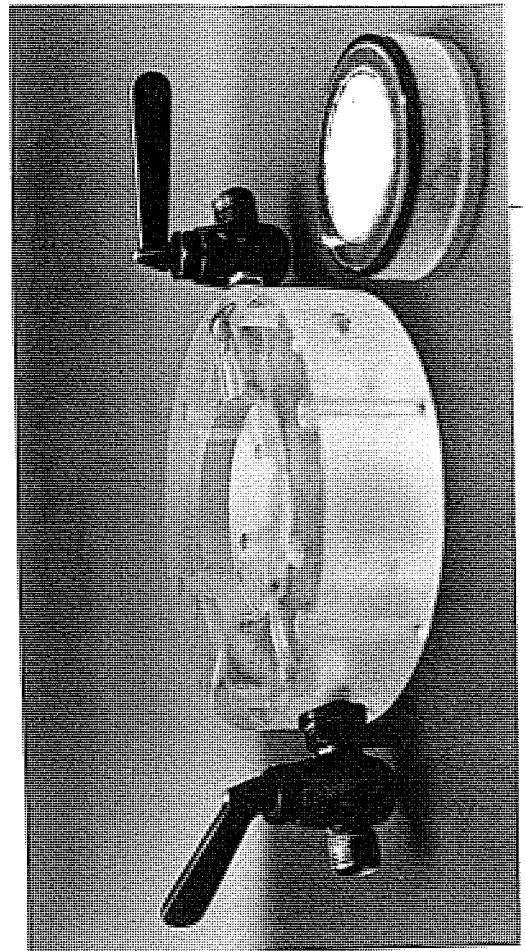
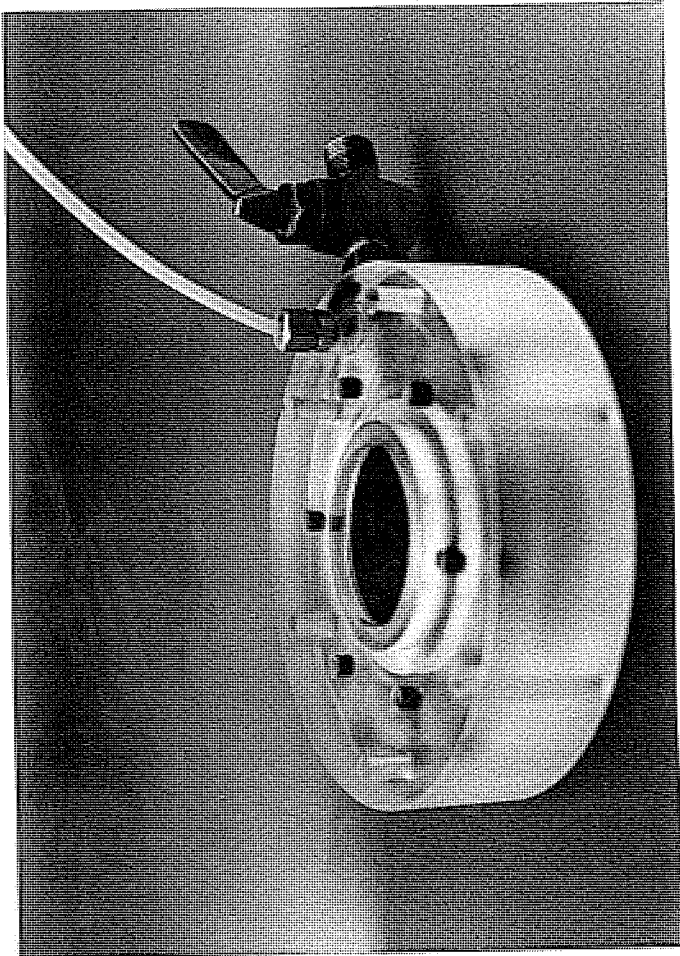


Fig 6.12 DESPIECE DE LA CELULA
BASICA



Como puede observarse las deformaciones del aparato son del mismo orden que los edómetros comerciales clásicos. (algo mayores que los de sobremesa y ligeros y algo menores que los pesados). Por otra parte las deformaciones son bastante mayores que las del aparato de Escario y Saez, sobre todo para cargas pequeñas. Ello es debido a gran robustez de la célula de Escario y Saez, concebida para soportar presiones de hasta 120 Kg/cm^2 y por tanto construida enteramente en acero frente al desarrollado en el presente estudio constituido básicamente por metacrilato. Evidentemente las deformaciones del aparato resultarían menores en caso de que la célula estuviera construida íntegramente de acero.

Por otra parte en la medida de las variaciones de volumen del suelo se ha tenido en cuenta las deformaciones del aparato reflejadas en la figura 6.9.

5.2.2.- APARATOS Y SERVICIOS AUXILIARES.

En el gráfico de la figura 6.13 y la fotografía de la figura 6.14 se muestra el montaje utilizado para la obtención de las superficies de estado. Además de la célula básica ya descrita se utiliza un sistema de presión de agua para cargar al suelo y dar presión "de cola" al agua de la muestra. Para fijar la presión del aire se utiliza un sistema de aire comprimido. La deformación se mide y registra automáticamente mediante un transductor eléctrico y los cambios de volumen de agua en el suelo se miden mediante una columna con parafina y agua.

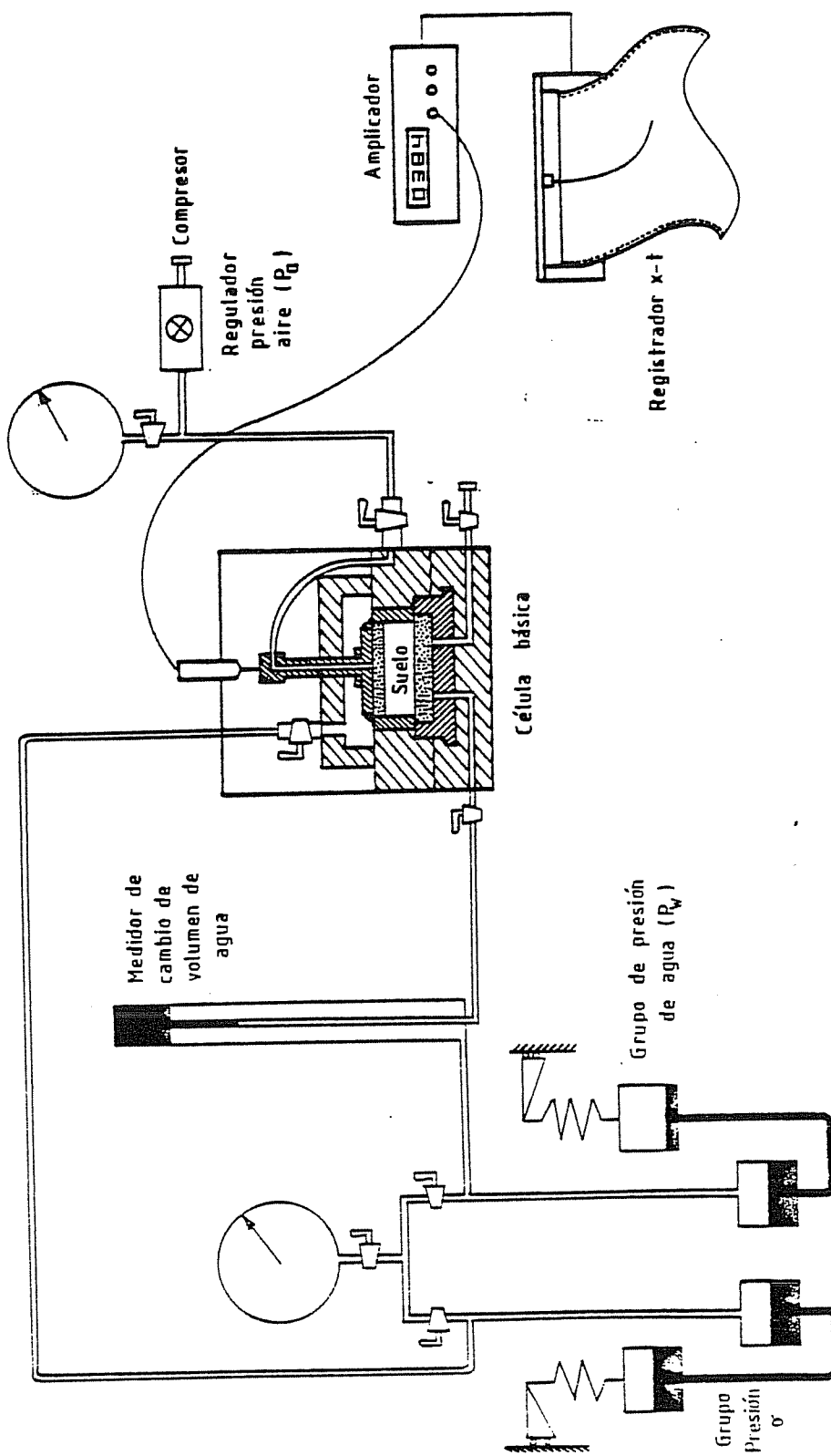


Fig 6.13 MONTAJE UTILIZADO PARA LA OBTENCION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO

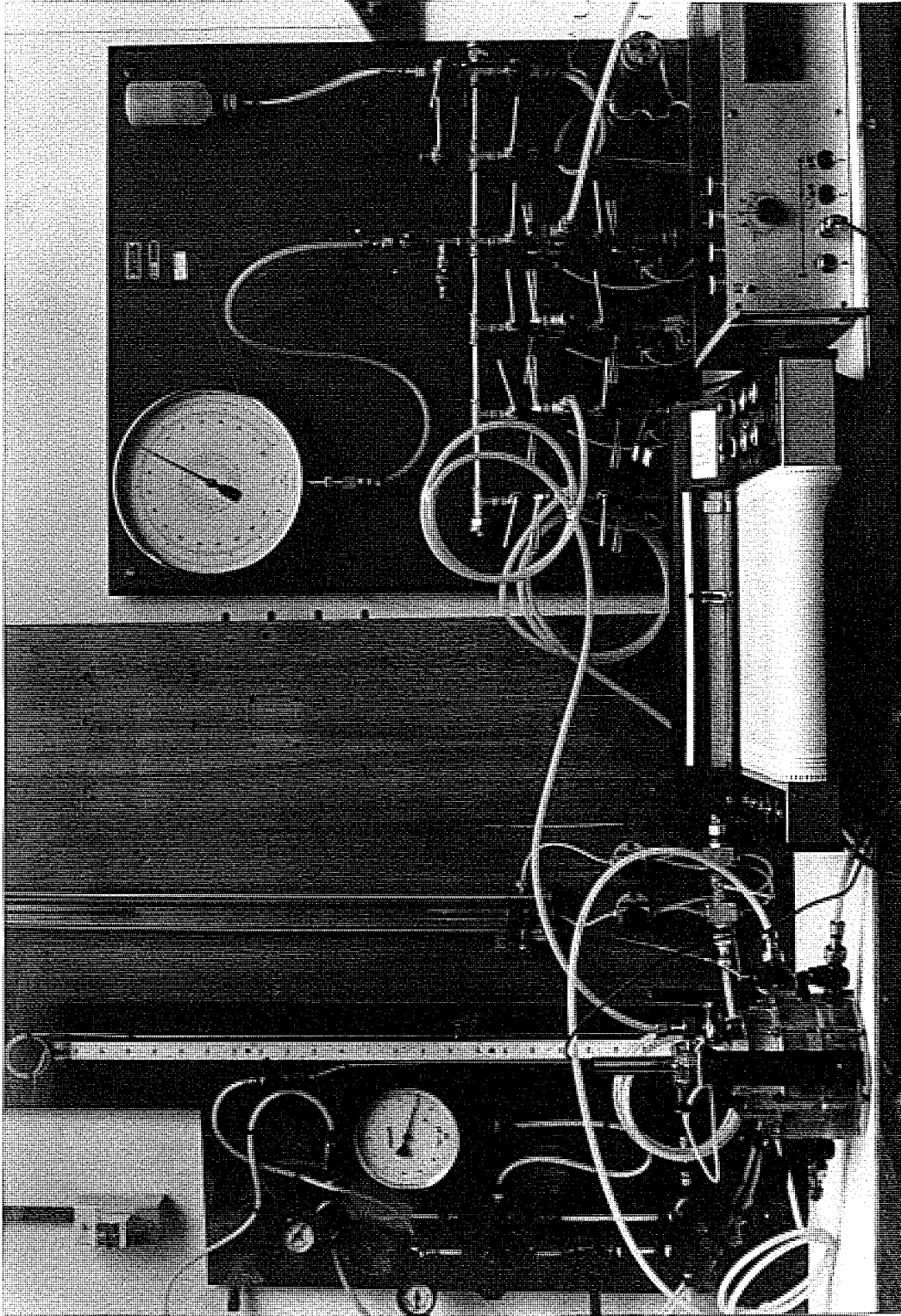


Fig 6.14 INSTALACION PARA OBTENER LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

5.2.2.1.- PRESION DE AIRE.

La presión de aire era suministrada por un compresor capaz de mantener una presión de aire en el sistema de hasta 15 atmósferas. Un regulador con un rango entre $0-4 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ mantiene una presión constante prefijada aún cuando exista - flujo de aire.

5.2.2.2.- PRESION DE AGUA. PRESION DE COLA Y SOBRECARGA.

La presión del agua en el borde inferior de la muestra se regula a través del sistema de presión de agua de potes de mercurio autocompensados.

Asimismo la carga σ sobre el suelo se ha aplicado manteniendo una presión de agua en la cámara superior de la célula básica de $1,06\sigma$, empleando el mismo sistema de presión que para la presión de cola.

El factor de corrección de 1,06 es debido al hecho de que para evitar acodamientos el diámetro del disco de bronce es un milímetro inferior al diámetro de la muestra y por otra parte a que en el área ocupada por el pistón solidario al disco de bronce, la presión que se ejerce sobre el disco de bronce es tan sólo la atmosférica.

5.2.2.3.- MEDIDA DEL CAMBIO VOLUMEN DE LA MUESTRA.

El cambio de volumen de la muestra ha sido medido mediante el empleo de transductores de deformación (L.V.D.T.). La señal eléctrica procedente del transductor era amplificada y registrada

en un registrador gráfico x-t.

La deformación real del suelo se obtiene tras la corrección debida a la mencionada deformabilidad del aparato.

5.2.2.4.- CAMBIO DE VOLUMEN DE AGUA EN EL SUELO.

El agua que entra o sale del suelo es medida con la ayuda de un medidor de columna de agua-parafina clásico en la técnica habitual del laboratorio de Mecánica del Suelo - (Bishop and Henkel (1962)).

Dado que el volumen de la muestra es pequeño y los cambios de volumen de agua también lo son, es necesario emplear una bureta cuyo diámetro permita distinguir cambios de volumen pequeños. En este caso la precisión que se podía obtener era de $\pm 0.01 \text{ cm}^3$.

5.3.- METODOLOGIA DE ENSAYO.

5.3.1.- PREPARACION DE LAS MUESTRAS.

Las superficies de estado varían según las condiciones iniciales del suelo, por lo tanto el método de preparación de las muestras debe ser muy cuidado.

Las muestras se preparan mezclando una cantidad fija de suelo (63 gr), previamente secado en estufa y dejado enfriar en un desecador hasta temperatura ambiente, con una cantidad fija de agua (12,4 gr).

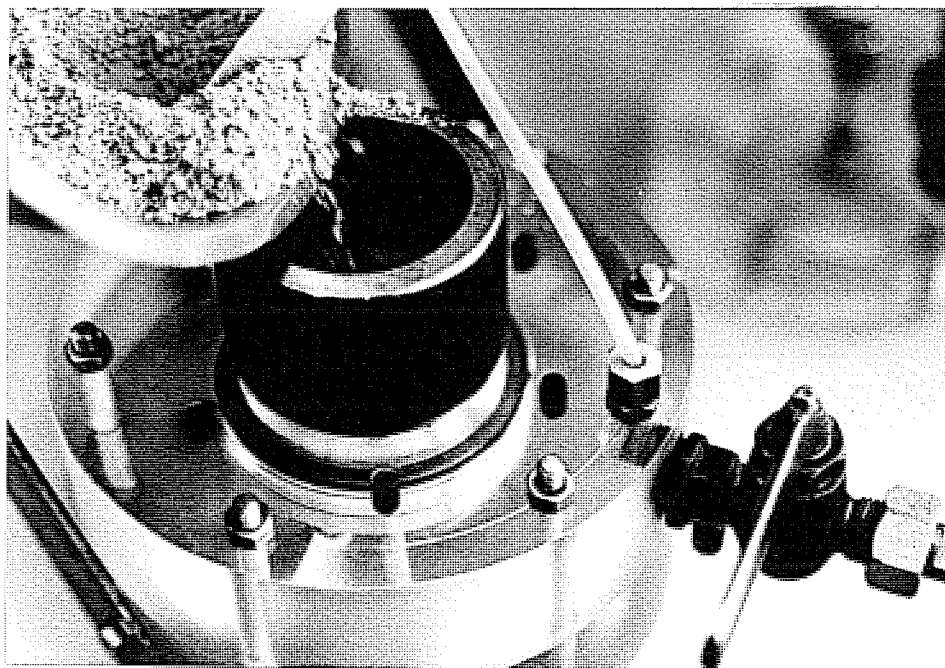


Fig 6.15 a y b PROCESO DE ELABORACION DE LA MUESTRA DE SUELO

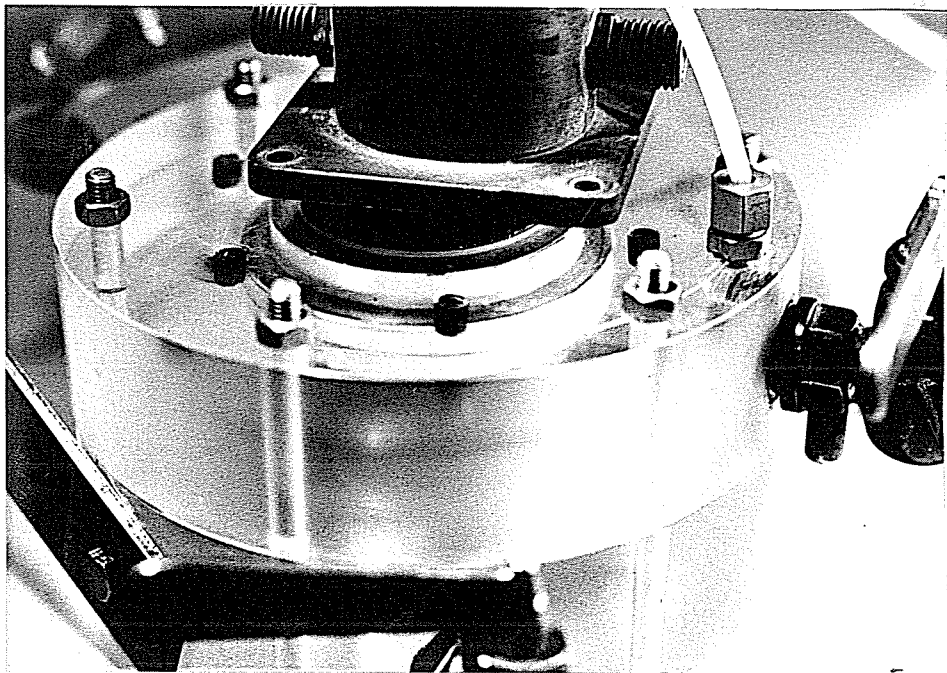
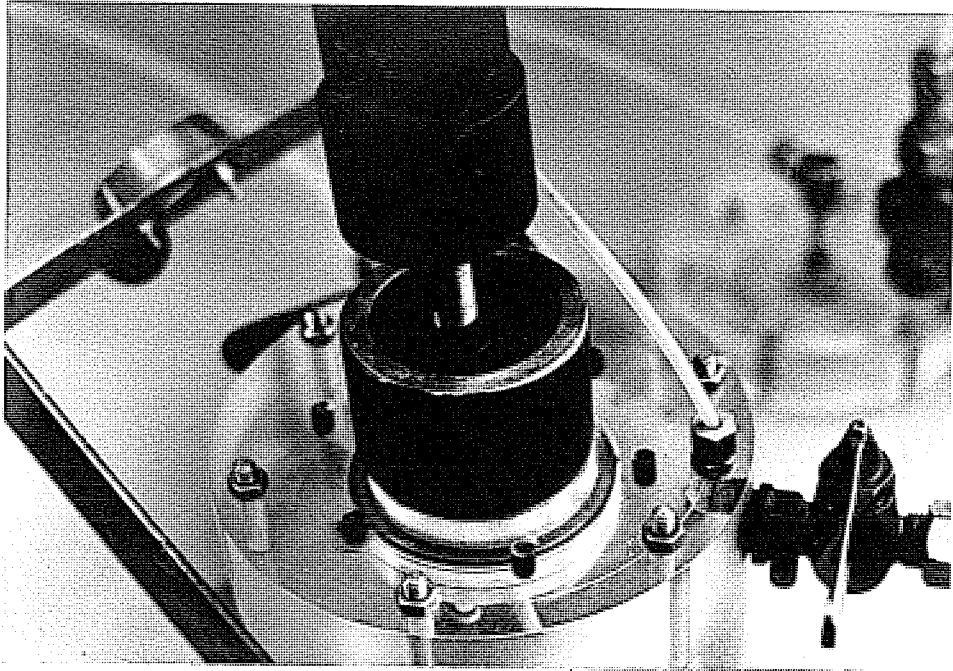


Fig 6.15 c y d PROCESO DE ELABORACION DE LA MUESTRA DE SUELO

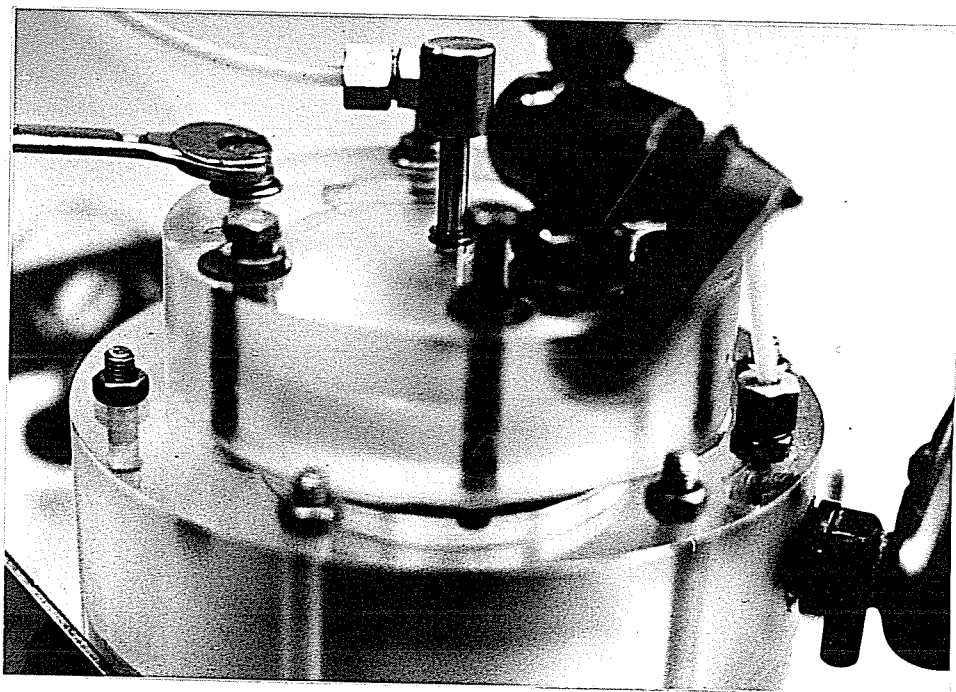
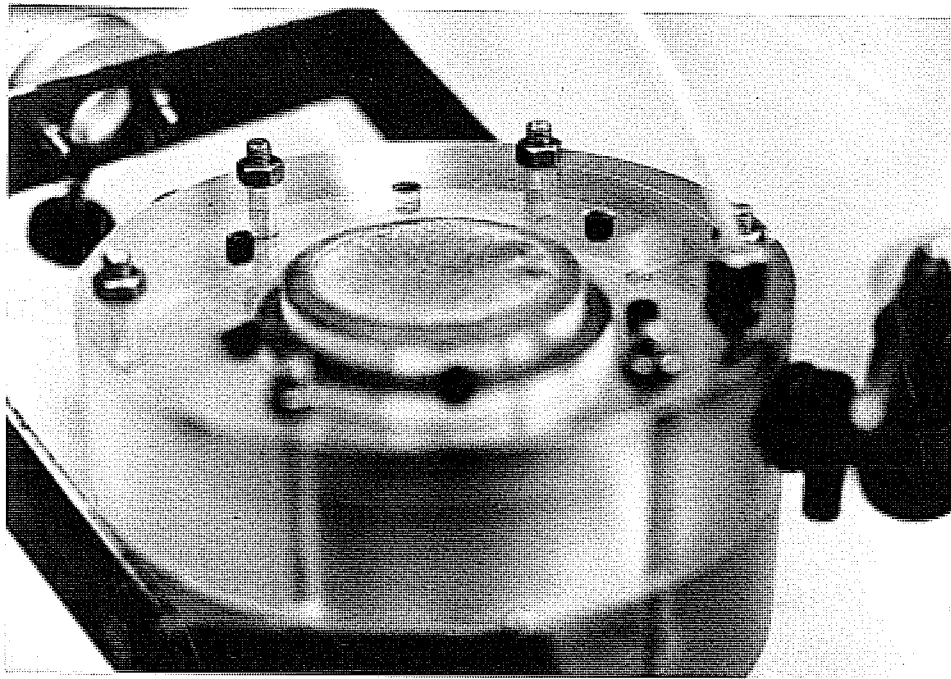


Fig 6.15 e y f PROCESO DE ELABORACION DE LA MUESTRA DE SUELO

El agua se rociaba sobre el suelo con un pulverizador al mismo tiempo que se amasaba manualmente la mezcla para obtener la máxima homogeneidad posible. De esta forma se consigue obtener un suelo con una humedad inicial constante de 19.68%. Las variaciones máximas medidas han sido del orden del 1%. Ver figura 6.15 a.

Del suelo preparado se separa una cantidad fija de 68,70 gr. que se introduce en la célula interior del aparato descrito en 5.2.1. Para ello es necesario desmontar el cuerpo superior de la célula y para no perder suelo se ha confeccionado un molde cilíndrico cuyo diámetro interior coincide con el de la célula. (Fig. 6.15 b).

El suelo se compacta manualmente con la ayuda de un pistón hasta que su volumen es tal que no rebasa el nivel del segundo cuerpo de la célula. (Fig. 6.15 c). En este momento se coloca la piedra porosa superior y se acaba de compactar el suelo hasta que el borde superior de la piedra porosa coincide con la superficie superior del segundo cuerpo de la célula (Fig. 6.15 d y e).

Por esta procedimiento se consigue que el volumen inicial del suelo sea siempre el mismo ($42,433 \text{ cm}^3$). El error máximo debido a que la piedra porosa no encaje exactamente con el nivel del cuerpo intermedio se ha estimado del orden del 2%.

Una vez colocado el suelo, se coloca la parte superior de la célula y se llena de agua la cámara situada por encima de la membrana impermeable. (Fig. 6.15 f).

Para partir en todos los ensayos de un mismo punto de las superficies de estado y dado que durante los ensayos la succión será monotónicamente creciente se ha procurado que el punto inicial tuviera la máxima succión y la mínima carga exterior posible. Dado que el valor de entrada de aire de la piedra porosa inferior es de $1,5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ y que para obtener medidas de la deformación fiables la presión externa debe ser algo mayor que la presión del aire Pa (en caso contrario la placa de bronce deja de estar en contacto con la piedra porosa superior), las presiones exterior, de aire y de agua elegidas para las condiciones iniciales del suelo han sido de $1,05 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, 10^5 N/m^2 y 0 N/m^2 .

Para que se alcanzara el equilibrio de presiones de aire y agua en los poros de la muestra compatible con el estado de tensión mencionado se mantenía este estado durante un periodo de 10 horas.

5.3.2.- ENSAYOS REALIZADOS.

Los ensayos realizados son básicamente ensayos de compresión confinada lateralmente manteniendo constante la succión del suelo después de cada periodo transitorio tras la aplicación de una carga.

A partir del estado inicial se disminuía la succión hasta 0.5 , 0.2 y $0.1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ aumentando la presión de cola del agua y manteniendo la presión de aire y la sobrecarga constantes. En un ensayo se ha mantenido la succión inicial de 10^5 N/m^2 . Tras un periodo de 48 horas que se hacía coincidir con los fines de semana se empezaba a cargar el suelo en

sucesivos escalones de carga de 1, 2, 4 y 8 . 10⁵ N/m² espaciados 24 horas. Dadas las dimensiones de la pastilla este tiempo era más que suficiente para que las presiones de aire y agua en los poros alcanzacen el equilibrio.

Los incrementos de carga se realizaban manteniendo constantes las presiones de aire y de agua en cola y aumentando la presión del agua de la cámara superior de la célula. Dado que tras la aplicación de la carga existe una deformación del suelo bastante grande, se produce una disminución de la presión del agua de la cámara al aumentar el volumen de la misma. Para solventar en lo posible este problema se procuraba mantener constante la presión del agua de la cámara con la ayuda del bombín clásico en los equipos de presión de agua para ensayos triaxiales (Bishop and Donald (1961)).

Por otra parte se ha realizado un ensayo edométrico saturado en un edómetro de sobremesa convencional, saturando al suelo a partir de las condiciones iniciales comunes a todos los ensayos.

Por último se ha realizado un ensayo en el cual se ha ido aumentando la carga y disminuyendo la succión alternativamente en escalones sucesivos.

5.4.- RESULTADOS.

Los resultados de los ensayos en lo concerniente al índice de poros y al grado de saturación se recogen en la tabla 6.4.

Ensayo	σ -Pa	Pa-Pw	e	Sr
1	0,05	1	0,9342	0,5162
	0,05	0,5	0,9380	0,6151
	0,05	0,2	0,9461	0,7713
	0,05	0,1	0,9541	0,8304
	1	0,1	0,9265	0,8356
	2	0,1	0,9039	0,8367
	4	0,1	0,8520	0,8340
	8	0,1	0,7508	0,8282
2	0,05	1	0,9324	0,5413
	1	1	0,9137	0,5518
	2	1	0,8989	0,5497
	4	1	0,8586	0,5214
	8	1	0,7863	0,5391
3	0,05	1	0,9339	0,5189
	0,05	0,5	0,9393	0,6501
	1	0,5	0,9206	0,6548
	3	0,5	0,8716	0,6896
	5	0,5	0,8343	0,7117
	8	0,5	0,7746	0,7470
4	0,05	0,2	0,9461	--
	1	0,2	0,9225	--
	2	0,2	0,8973	--
	4	0,2	0,8232	--
	8	0,2	0,7652	--

TABLA 6.4.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE
OBTENCION DE LAS SUPERFICIES
DE ESTADO.

Ensayo	σ -Pa	Pa-Pw	e	Sr
5	0,05	--	0,9695	--
	0,05	0	1,0449	--
	0,1	0	1,0410	--
	0,2	0	1,0198	--
	0,4	0	0,9892	--
	1	0	0,9327	--
	2	0	0,8668	--
	4	0	0,7893	--
	8	0	0,7010	--
6	0,05	1	0,9360	0,5519
	1	1	0,9184	0,5479
	1	0,53	0,9170	0,6048
	2	0,53	0,9047	0,6202
	2	0,2	0,9027	0,6739
	4	0,2	0,8552	0,7151
	4	0,1	0,8280	0,7625
	8	0,1	0,7392	0,8832

TABLA 6.4 (CONTINUACION)
 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE OBTENCION DE LAS
 SUPERFICIES DE ESTADO.

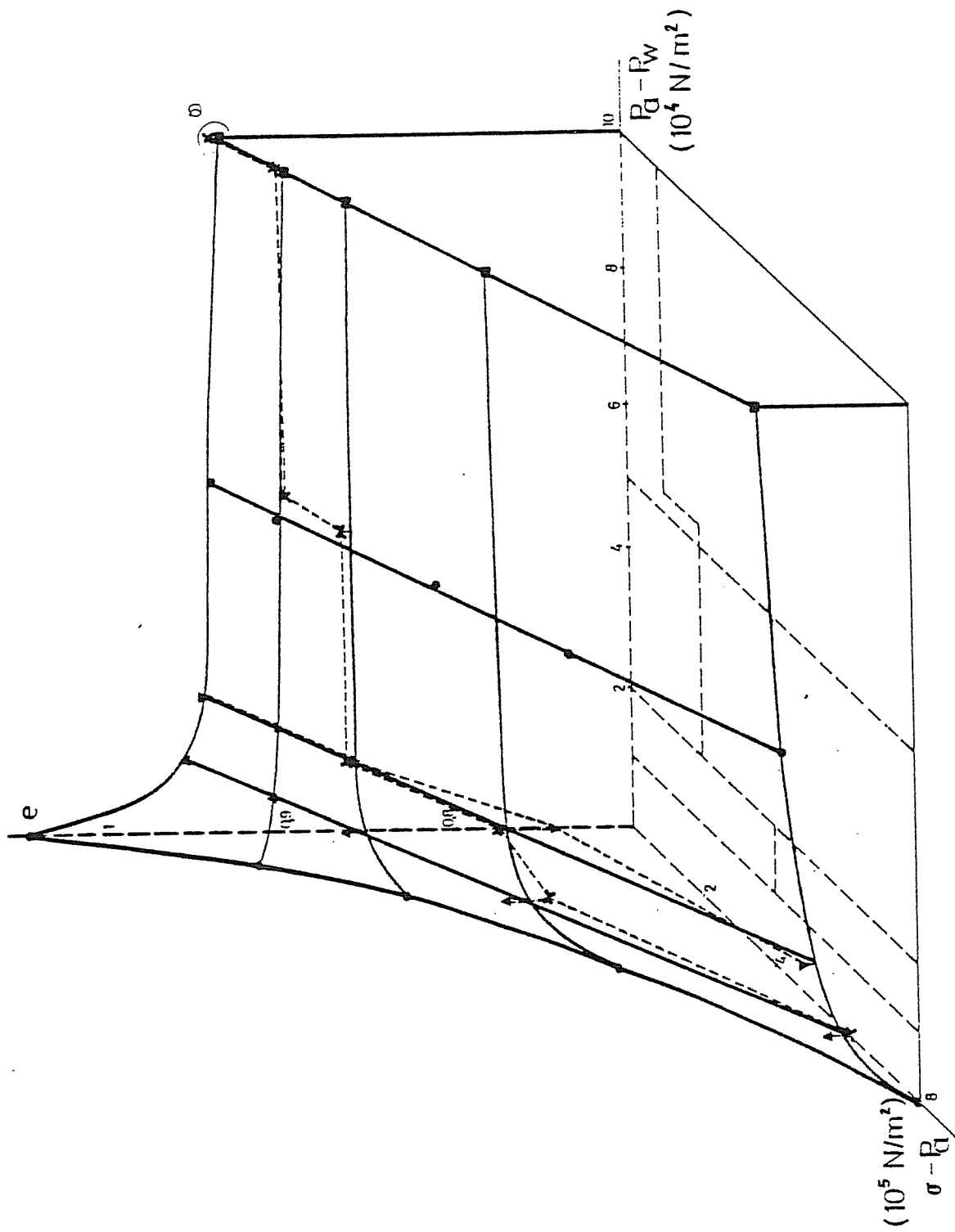


Fig 6.16 SUPERFICIE DE ESTADO DE INDICE DE POROS

Como se desprende de la comparación de los resultados del ensayo nº 6 con los restantes la unicidad de la superficie de estado del índice de poros es manifiesta en la mayor parte de los puntos. Sin embargo en lo relativo al grado de saturación los resultados muestran una dispersión apreciable, confirmando las conclusiones de Fredlund and Morgenstern (1976).

5.4.1.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS.

En la figura 6.16 se muestra la superficie de estado del índice de poros resultante de los ensayos realizados. Es de destacar la relación prácticamente lineal entre el índice de poros y la carga exterior menos la presión del aire si se mantiene fija y con un cierto valor positivo la succión del suelo. Este comportamiento se acentúa al aumentar la succión del suelo, mientras que cuando la succión es nula la relación lineal se establece entre el índice de poros y el logaritmo de la carga exterior menos la presión del aire.

Por otra parte si utiliza una escala logarítmica en el eje de la succión, se observa que para una misma carga externa menos presión del aire la relación entre el índice de poros y el logaritmo de la succión es prácticamente lineal.

En la figura 6.17 se muestra como al tomar como variable el logaritmo de la succión la superficie de estado resultante (para succiones comprendidas entre $0,1 \cdot 10^5$ y 10^5 N/m²) es un paraboloides hiperbólico.

Si se interpola en esa zona por mínimos cuadrados un paraboloides de ecuación general:

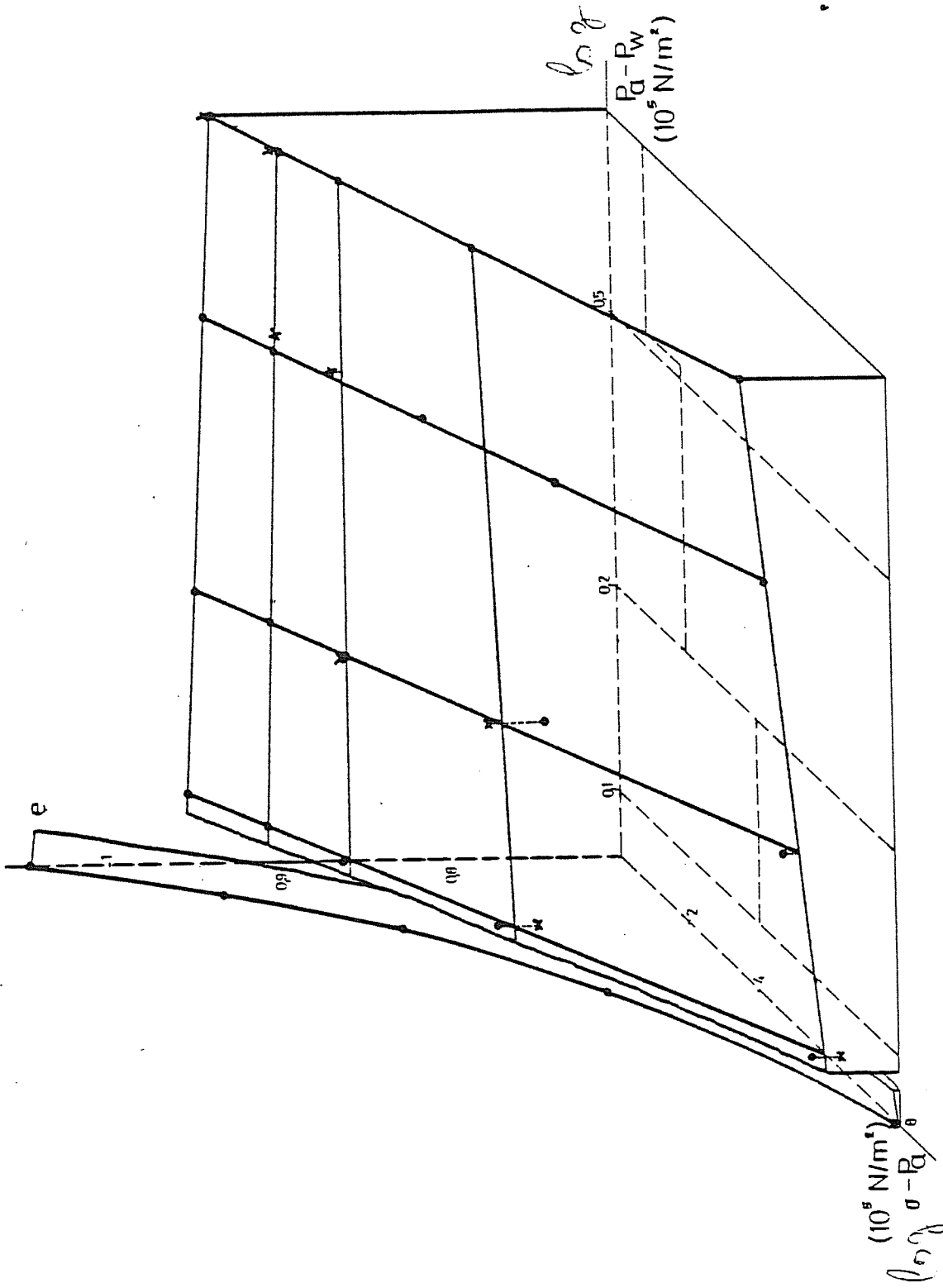


FIG 6.17 SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS. $P_a - P_w$ EN ESCALA LOGARITMICA

$$e = e_0 + a (\sigma - P_a) + b \log (P_a - P_w) + c (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.6)$$

resulta la siguiente expresión para el índice de poros:

$$e = 1,0141 - 5,5798 \cdot 10^{-7} (\sigma - P_a) - 1,5852 \cdot 10^{-2} \log (P_a - P_w) + 7,4379 \cdot 10^{-8} (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.7)$$

Las variaciones de e con la carga exterior y el logaritmo de la succión vienen dados por

$$\frac{\partial e}{\partial (\sigma - P_a)} = -5,5798 \cdot 10^{-7} + 7,4379 \cdot 10^{-8} \log (P_a - P_w) \quad (6.8)$$

$$\frac{\partial e}{\partial (\log (P_a - P_w))} = -2,5852 \cdot 10^{-2} + 7,4379 \cdot 10^{-8} (\sigma - P_a) \quad (6.9)$$

Como puede observarse $\partial e / \partial (\sigma - P_a)$ es siempre negativo mientras que $\partial e / \partial (\log (P_a - P_w))$ cambia de signo para $(\sigma - P_a) = 2,13 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$.

Los valores obtenidos utilizando la expresión 6.7 se reflejan para los puntos de los ensayos en la tabla 6.5 (columna valor estimado)

Como puede observarse en la columna correspondiente al error relativo que se comete al tomar la expresión (6.7) como representativa del comportamiento del suelo, el error solo sobrepasa al 1% en 4 puntos de los 32 totales, siendo el error máximo del 3,34%. Por lo tanto la expresión (6.7) puede consi-

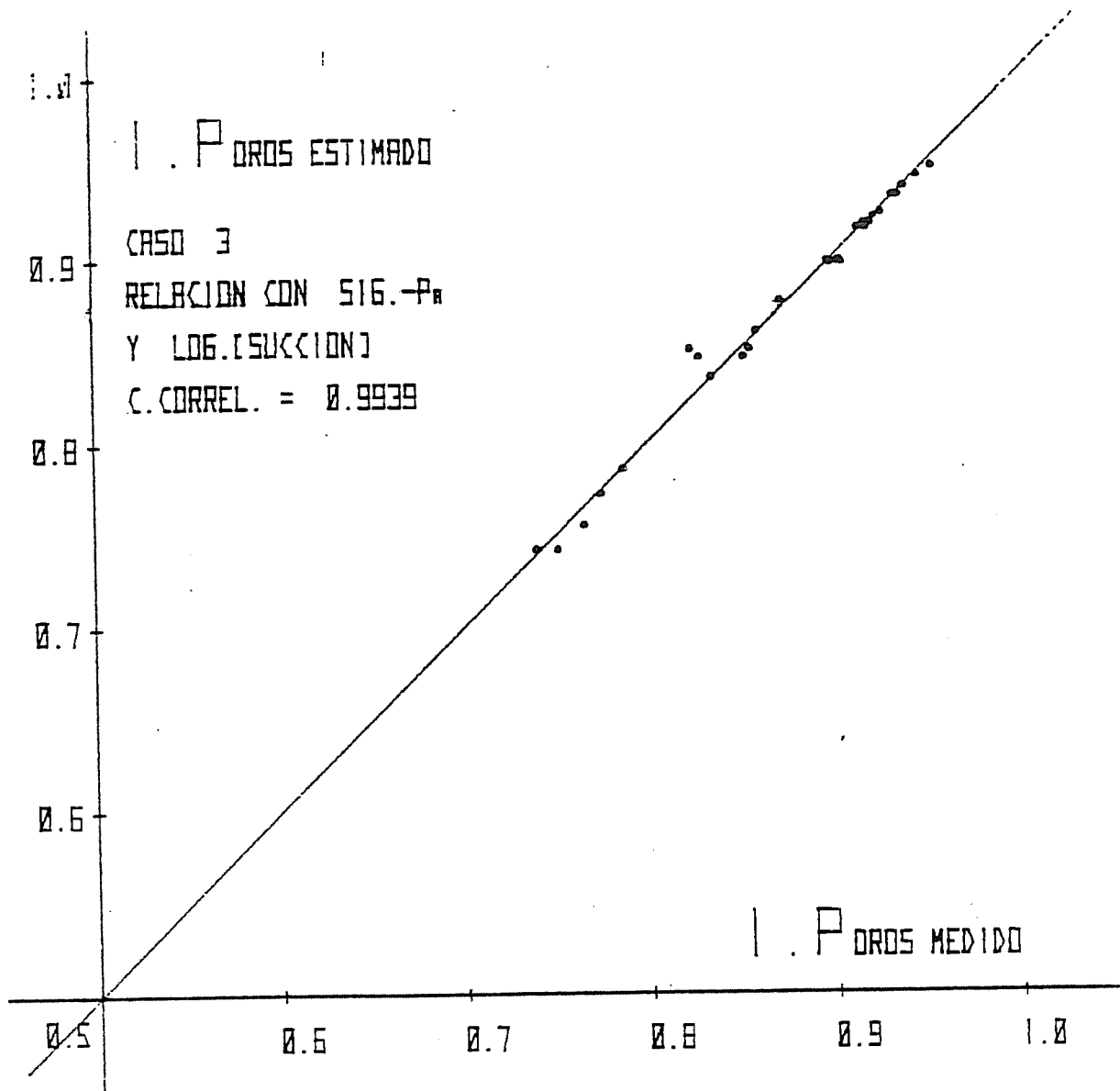


FIG. 6.18. RELACION ENTRE INDICES DE POROS MEDIDOS Y ESTIMADOS.

TABLA 6.5

RELACION ENTRE (INDICE de POROS), (CARGA - PRESTION AIRE) Y (LOGARITMO(SUCCION))

$$z = 5.57981E-07 x + -1.58522E-02 y + 7.43793E-08xy + 1.01411E 00$$

SIGMA - Pa	P _a -P _w	VALOR MEDIDO	VALOR ESTIMADO	ERROR RELATIVO
N/M2	N/M2			tanto por ciento
5000	100000	0.9342	0.9332	-0.0302
5000	50000	0.9380	0.9386	0.0616
5000	20000	0.9461	0.9447	-0.1440
5000	10000	0.9541	0.9494	-0.4928
100000	10000	0.9265	0.9247	-0.1993
200000	10000	0.9039	0.8986	-0.5855
400000	10000	0.8520	0.8465	-0.6438
800000	10000	0.7508	0.7423	-1.1282
5000	100000	0.9324	0.9339	0.1627
100000	100000	0.9137	0.9162	0.2779
200000	100000	0.8989	0.8976	-0.1412
400000	100000	0.8586	0.8604	0.2113
800000	100000	0.7863	0.7860	-0.0406
5000	100000	0.9339	0.9339	0.0019
5000	50000	0.9393	0.9386	-0.0769
100000	50000	0.9206	0.9188	-0.1985
300000	50000	0.8716	0.8771	0.6294
500000	50000	0.8343	0.8354	0.1298
800000	50000	0.7746	0.7728	-0.2272
5000	20000	0.9461	0.9447	-0.1440
100000	20000	0.9225	0.9221	-0.0411
200000	20000	0.8973	0.8983	0.1130
400000	20000	0.8232	0.8507	3.3405
800000	20000	0.7652	0.7555	-1.2716
5000	100000	0.9360	0.9339	-0.2225
100000	100000	0.9124	0.9162	0.4252
100000	53000	0.9170	0.9186	0.1701
200000	53000	0.9047	0.8979	-0.7516
200000	20000	0.9022	0.8983	-0.4859
400000	20000	0.8552	0.8507	-0.5263
800000	10000	0.8280	0.8465	2.2361
800000	10000	0.7302	0.7423	0.4833

COEFICIENTE de CORRELACION VALOR MEDIDO-VALOR ESTIMADO
ES IGUAL A 0.9939

derarse que se ajusta bien a los resultados obtenidos en el laboratorio para suelo no saturado.

Si se pretende emplear la expresión para el caso del suelo saturado empleando una succión muy pequeña (por ejemplo 1 N/m^2) los errores aumentan mucho (como media son del orden del 3% pero pueden llegar hasta el 20%).

En la figura 6.18 se muestra claramente la capacidad de la expresión propuesta para representar el comportamiento del suelo. (En el intervalo de succiones entre 10^4 y 10^5 N/m^2)

5.4.2.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION.

Como se refleja en la figura 6.19 y en los resultados de la tabla 6.4 los resultados correspondientes al grado de saturación presentan una dispersión mayor que los correspondientes al índice de poros lo que dificulta su análisis y la extracción de pautas análogas a las deducidas para el índice de poros.

No se han indicado los valores del grado de saturación medidos en el ensayo nº 4 por ser muy inconsistentes con el resto de los valores obtenidos en los otros ensayos por posible error en la medida del cambio de volumen de agua.

Si se interpola por mínimos cuadrados una ley análoga a la utilizada para el índice de poros se tiene:

$$\begin{aligned}
 S_r = & 1,9344 - 9,8872 \cdot 10^{-8} (\sigma - P_a) - 0,2793 \log (P_a - P_w) + \\
 & + 3,4277 \cdot 10^{-8} (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.10)
 \end{aligned}$$

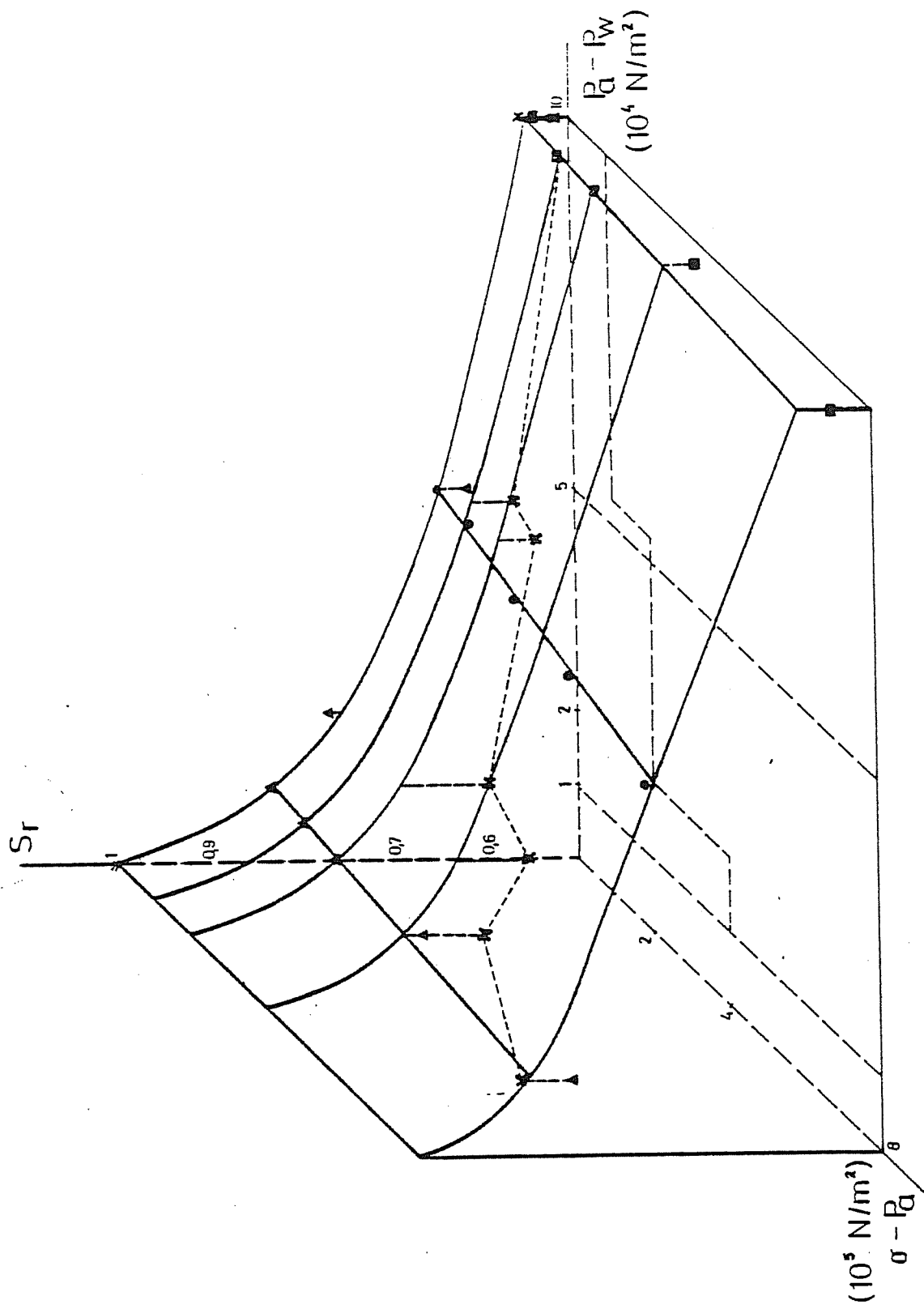


Fig 6.19 SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION

Las variaciones del grado de saturación con la carga exterior y la succión pueden expresarse como:

$$\frac{\partial S_r}{\partial (\sigma - P_a)} = - 9,8872 \cdot 10^{-8} + 3,4277 \cdot 10^{-8} \log (P_a - P_w) \quad (6.11)$$

$$\frac{\partial S_r}{\partial \log (P_a - P)} = - 0,2793 + 3,4277 \cdot 10^{-8} (\sigma - P_a) \quad (6.12)$$

Utilizando la expresión anterior se obtienen los resultados reflejados en la tabla 6.6 como S_r estimado. Las diferencias máximas entre los valores medidos y los estimados son del 10% en cuatro casos, mientras que en general esta diferencia es del orden del 4%.

En la figura 6.20 se observa claramente como la expresión propuesta no se ajusta con la misma exactitud que la reflejada en la figura 6.18 para índice de poros. Ello es debido además del error propio del modelo propuesto a la dispersión de las medidas de S_r en laboratorio.

Esta dispersión en la medida del grado de saturación es atribuible a la dificultad inherente a medir variaciones de volumen de agua muy pequeñas (del orden de 2 a 3 cm³) durante periodos de tiempo relativamente grandes. (Fredlund and Morgenstern, 1976). Pequeños errores en el sistema de cambio de volumen de agua debidos por ejemplo a la presencia de pequeñas burbujas de aire, o en la medida de la humedad de la muestra al inicio y final del ensayo pueden dar lugar a errores apreciables en la medida del grado de saturación del suelo. (Indudablemente estos errores tienen menor importancia si se

aumenta el tamaño de la muestra ensayada (por ejemplo usando el aparato triaxial modificado).

De nuevo hay que resaltar que una expresión del tipo de la 6.10 es sólo válida en principio y a falta de mayor abundancia de datos experimentales para el suelo utilizado y para succiones comprendidas entre 10^4 y 10^5 N/m².

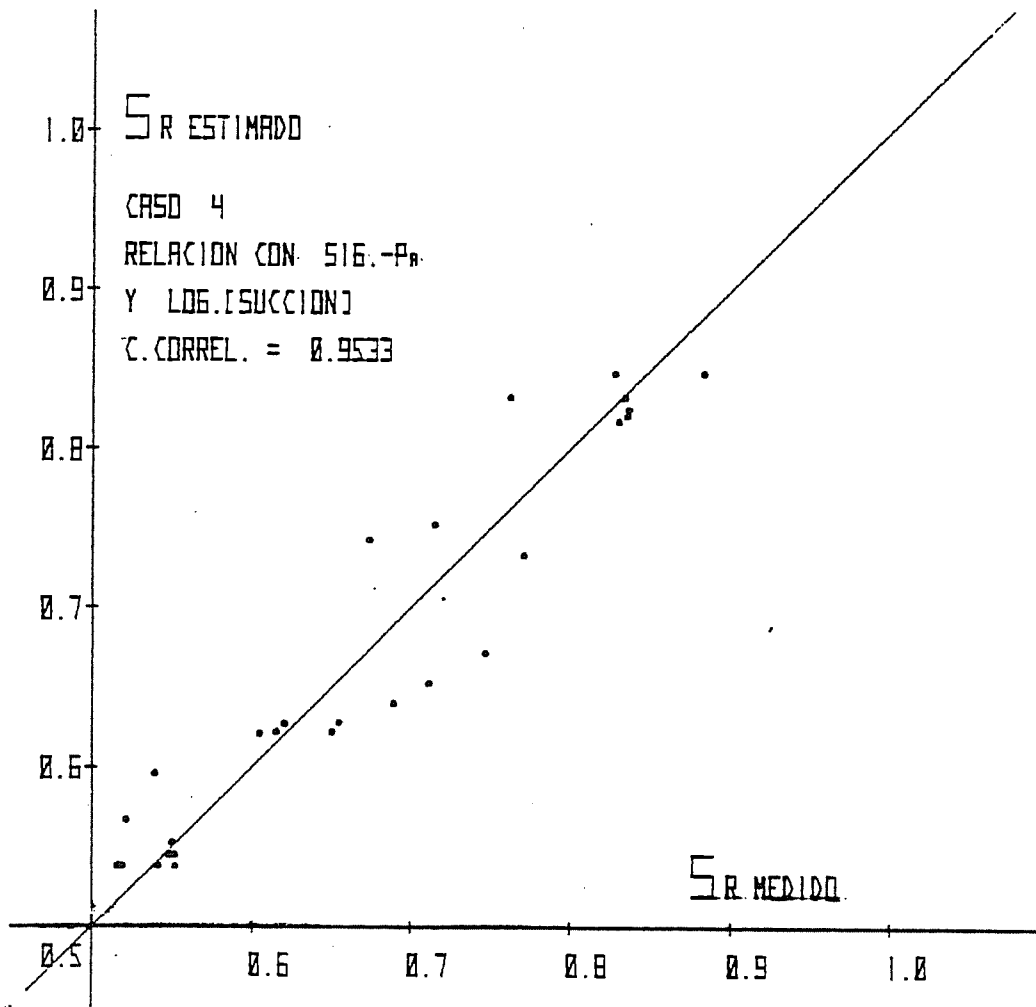


FIG. 6.20. RELACION ENTRE GRADOS DE SATURACION MEDIDOS Y ESTIMADOS.

TABLA 6.6

RELACION ENTRE (GRADO de SATURACION), (CARGA - PRESTON AJRE) Y (LOGARITMO(SUCCION))

$$z = -9.88717E-08 x + -2.79259E-01 y + 3.42775E-08x^2 + 1.93437E-00$$

SIGMA - P _a	P _a -P _w	VALOR MEDIDO	VALOR ESTIMADO	ERROR RELATIVO
N/a2	N/a2			tanto por ciento
5000	100000	0.5182	0.5384	4.3082
5000	50000	0.6151	0.6225	1.1953
5000	20000	0.7213	0.7335	-4.8992
5000	10000	0.8304	0.8175	-1.5803
100000	10000	0.8356	0.8212	-1.7283
200000	10000	0.8367	0.8250	-1.4004
400000	10000	0.8340	0.8326	-0.1642
800000	10000	0.8282	0.8479	2.3817
5000	100000	0.5413	0.5384	-0.5286
100000	100000	0.5518	0.5453	-1.1729
200000	100000	0.5497	0.5526	0.5238
400000	100000	0.5214	0.5671	8.7615
800000	100000	0.5391	0.5961	10.5711
5000	100000	0.5189	0.5384	3.7654
5000	50000	0.6501	0.6225	-4.2528
100000	50000	0.6548	0.6284	-4.0377
300000	50000	0.6896	0.6488	-7.0765
500000	50000	0.7117	0.6532	-8.2141
800000	50000	0.7470	0.6719	-10.0536
5000	100000	0.5519	0.5384	-2.4391
100000	100000	0.5479	0.5453	-0.4695
100000	50000	0.6048	0.6214	2.7416
200000	50000	0.6202	0.6277	1.2073
200000	20000	0.6739	0.7430	10.2509
400000	20000	0.7151	0.7527	5.2569
400000	10000	0.7625	0.8326	9.1974
800000	10000	0.8837	0.8477	-3.9939

COEFICIENTE de CORRELACION VALOR MEDIDO-VALOR ESTIMADO
ES IGUAL A 0.9533

6.- ANALISIS DE POSIBLES EXPRESIONES ANALITICAS PARA LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

A la vista de los resultados en los ensayos para la obtención de las superficies de estado se ha considerado de gran interés el comprobar el grado de aproximación que pueden proporcionar una serie de expresiones analíticas de las superficies de estado. Los parámetros que definen estas superficies se han obtenido en cada caso mediante un ajuste por mínimos cuadrados.

Una vez calculados los parámetros que definen la superficie ajustada se ha calculado el grado de bondad del modelo a través de un coeficiente de correlación definido como:

$$Cr = \frac{\sum_i^n (V_{medido_i} - \overline{V_{medido}}) \cdot (V_{estimado_i} - \overline{V_{estimado}})}{\sqrt{\left(\sum_i^n (V_{medido_i} - \overline{V_{medido}})^2\right) \left(\sum_i^n (V_{estimado_i} - \overline{V_{estimado}})^2\right)}} \quad (6.13)$$

$\overline{V_{medido}}$ y $\overline{V_{estimado}}$ son la media de los valores medidos en laboratorio y de los valores calculados por las expresiones ensayadas. El grado de aproximación es aceptable si Cr es mayor de 0,92. Las expresiones ensayadas tanto para el grado de saturación como para el índice de poros han sido:

$$1.- e = e_0 + a (\sigma - P_a) + b (P_a - P_w) + c (\sigma - P_a) (P_a - P_w) \quad (6.14)$$

$$2.- e = e_0 + a (\sigma - P_a) + b \log (P_a - P_w) + c (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.15)$$

$$3.- e = e_0 + a \log (\sigma - P_a) + b \log (P_a - P_w) + c \log (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.16)$$

$$4.- e = e_0 + a \log(\sigma - P_a) + b (P_a - P_w) + c \log(\sigma - P_a) (P_a - P_w) \quad (6.17)$$

Para el grado de saturación las expresiones serían análogas. Para que las conclusiones sean lo más generales posibles se han utilizado también los datos de las superficies de estado encontradas por Matyas and Radhakrishna (1968). Para las expresiones en las que interviene el logaritmo de $(P_a - P_w)$ no se han tenido en cuenta los puntos correspondientes al caso saturado. En las restantes se han realizado dos estudios uno teniendo en cuenta los puntos correspondientes al caso saturado y otro sin tenerlos en cuenta.

Los resultados del estudio se recogen en la tabla 6.7. De su análisis se desprende que no existen grandes diferencias al tomar variaciones lineales o logarítmicas del índice de poros con la succión y la carga exterior. Ello es debido a que los intervalos de variación de las funciones no son excesivamente grandes.

Una observación importante es que el término no lineal (c) tiene una influencia tan grande como la que puedan tener los términos lineales (a,b).

La causa de ello es que un plano simularía muy mal el comportamiento conjunto colapso-hinchamiento (Fredlund D.G. and Morgenstern (1976) obtienen coeficientes de correlación - muy bajos al considerar tan sólo los términos lineales).

Ley	Ptes. $\beta_0 - \beta_1 = 0$	a	b	c	(e_0, Sr_0)	Error máx. %	Error medio %	Coef. correl.
Ensayos	1	-3,315.10 ⁻⁷	-5,232.10 ⁻⁷	1,7372.10 ¹²	0,9789	7,22	2,00	0,95
	2	-2,5959.10 ¹	-1,563.10 ⁻⁷	7,8996.10 ¹³	0,9498	3,16	0,56	0,99
	3	-5,579.10 ⁻⁷	-1,585.10 ⁻²	7,4379.10 ⁻⁸	1,0141	3,34	0,48	0,99
	4	-2,4774.10 ¹	-1,9554.10 ⁻¹	4,1187.10 ⁻²	2,0743	8,52	3,38	0,83
Presentes	1	-1,1123.10 ⁻¹	-3,9108.10 ⁻⁶	7,7695.10 ⁻⁷	1,4452	12,49	3,90	0,86
	2	-7,9829.10 ²	-1,8407.10 ⁻⁶	3,8969.10 ⁻⁷	1,2663	9,52	3,44	0,83
	3	-1,2246.10 ⁸	-4,1183.10 ⁻⁶	4,6121.10 ¹³	0,9126	23,1	7,71	0,92
	4	+1,0131.10 ⁻⁷	-2,7221.10 ⁻⁶	-7,277.10 ¹³	0,79735	12,81	4,55	0,94
Ensayos de Matyas and Raxhakraishna (1968)	1	-9,8872.10 ⁸	-2,7926.10 ⁻¹	3,4277.10 ⁻⁸	1,9344	10,57	4,15	0,95
	2	-8,8974.10 ²	-3,8198.10 ⁻¹	2,1567.10 ⁻²	2,3725	12,91	4,14	0,95
	3	-1,2882.10 ⁻²	-4,8452.10 ⁻⁶	1,6740.10 ⁻⁷	0,9738	22,62	7,77	0,92
	4	1,6636.10 ⁻²	-2,4649.10 ⁻⁶	-9,964.10 ⁻⁸	0,7448	14,74	4,76	0,94
Ensayos de Matyas and Raxhakraishna (1968)	1	-1,9092.10 ¹	9,1538.10 ⁻⁸	3,350.10 ⁻¹³	0,8097	6,95	2,45	0,90
	2	-1,6093.10 ¹	1,2219.10 ⁻⁷	-2,1342.10 ¹³	0,8096	4,92	1,91	0,93
	3	-4,4733.10 ⁸	1,7888.10 ⁻²	-2,7117.10 ⁻⁸	0,732	5,00	1,91	0,93
	4	-4,2858.10 ⁻¹	-3,6084.10 ⁻¹	7,4106.10 ⁻²	2,8781	2,40	0,82	0,98
Ensayos de Matyas and Raxhakraishna (1968)	1	-1,1043.10 ¹	-2,6393.10 ⁻⁶	5,5374.10 ⁻⁷	1,3248	2,67	0,71	0,99
	2	-1,0768.10 ⁻¹	-2,4738.10 ⁻⁶	5,0774.10 ⁻⁷	1,31572	2,42	0,84	0,98
	3	8,569.10 ⁻⁸	-2,9024.10 ⁻⁶	-44466.10 ⁻¹³	0,8855	14,80	7,45	0,86
	4	1,5517.10 ¹	-6,8815.10 ⁻⁷	-6,0283.10 ¹³	0,7092	2,40	0,98	0,92
Ensayos de Matyas and Raxhakraishna (1968)	1	4,5462.10 ¹	-1,0847.10 ⁻¹	-7,0843.10 ⁸	1,1825	2,14	0,82	0,98
	2	3,6910.10 ¹	2,0754.10 ⁻¹	-6,7475.10 ⁻²	-0,5354	3,27	1,20	0,97
	3	3,5443.10 ²	-2,7511.10 ⁻⁶	-6,3134.10 ⁸	0,7295	13,15	7,40	0,86
	4	7,8966.10 ²	1,5970.10 ⁻⁶	-4,923.10 ⁻⁷	0,3514	3,67	1,39	0,96

TABLA 6.7 RESULTADOS DE LA COMPARACION DE EXPRESIONES ANALITICAS DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO CON RESULTADOS DE ENSAYOS.

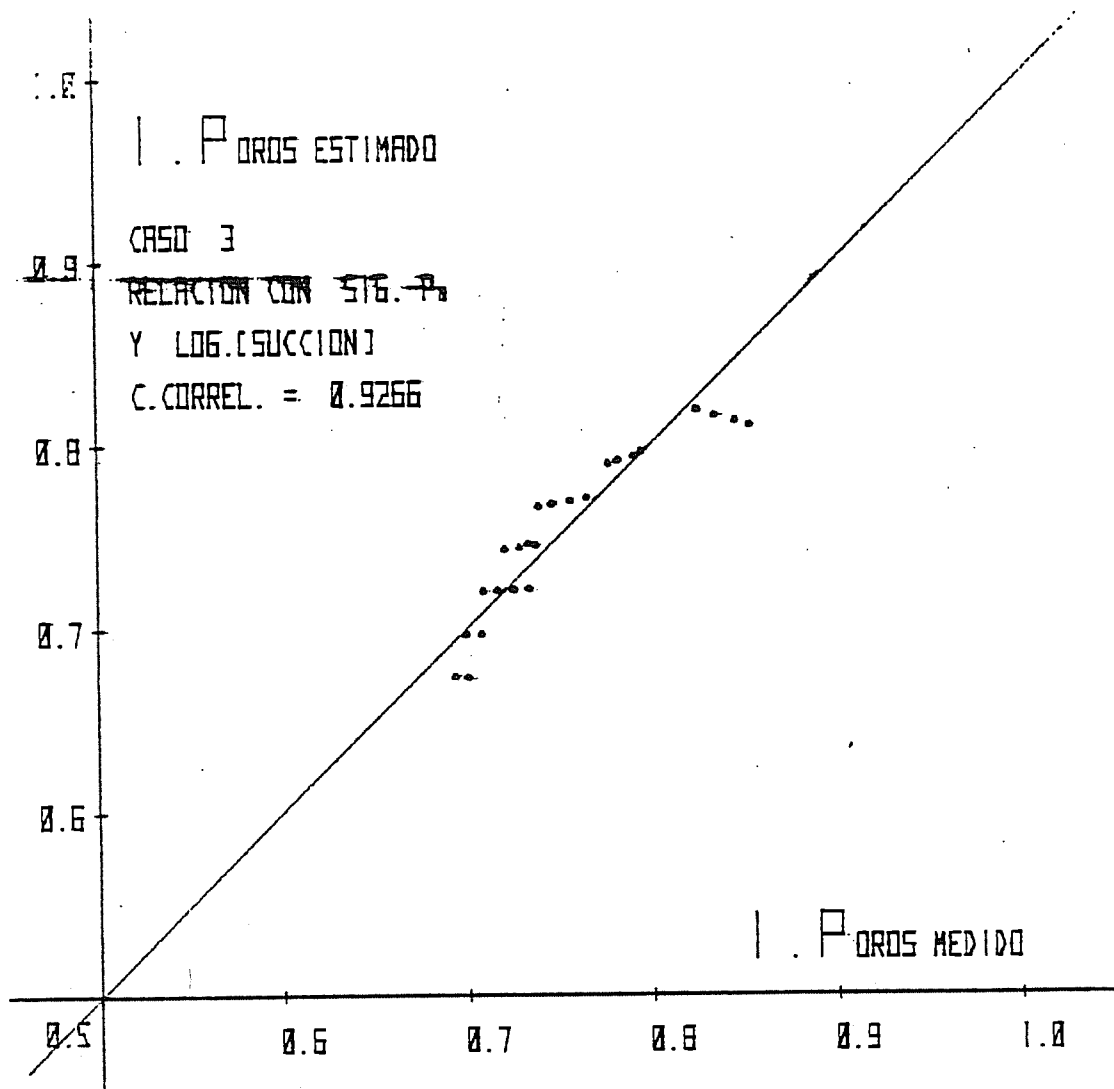


FIG. 6:21. RELACION ENTRE INDICE DE POROS ESTIMADO Y MEDIDO POR MATYAS AND RADHAKRISHNA (1963).

6.1.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL INDICE DE POROS.

A la vista de la tabla se observa que para los ensayos realizados en el presente estudio se ajustan muy bien una variación del índice de poros lineal con la carga y tanto lineal como logarítmica con la succión. (Los errores máximos son del orden del 3% y las medias no llegan al 1%).

Para los ensayos realizados por Matyas and Radhakrisma (1968) la situación se invierte y los mejores resultados los dan las expresiones que consideran una variación del índice de poros con la carga de tipo logarítmico y una relación tanto lineal como logarítmica de la succión. (Los errores máximos son del orden de 2,5% y las medias inferiores al 1%).

Por lo tanto es difícil extraer conclusiones sobre cual es el mejor modelo ya que todos ellos se ajustan relativamente bien en ambos casos. (Los errores medios mayores no llegan al 4%). Haciendo la media de los coeficientes de correlación - obtenido para cada una de las dos series de ensayos la mejor relación es la del tipo:

$$e = e_0 + a (\sigma - P_a) + b \log (P_a - P_w) + c (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.6)$$

Los errores medios son de 0,48% y del 1,91% en cada una de las series de ensayos. Este modelo sin embargo tiene el inconveniente de que no puede generalizarse para el caso saturado. En la figura 6.18 para los ensayos realizados y en la figura 6.21 para los ensayos de Matyas and Radhakrishna se puede comprobar la magnitud de las diferencias entre los valores medidos y los estimados.

6.2.- SUPERFICIE DE ESTADO DEL GRADO DE SATURACION.

La variación del grado de saturación que se asemeja más a la observada en ambas series de ensayos es una variación logarítmica con la succión y lineal o logarítmica indistintamente con la carga. (Los errores del orden del 4% en los ensayos realizados y del orden del 1% en los ensayos de Matyas and Radhakrisna).

Los errores menores se obtienen para ambas series de ensayos con una relación del tipo:

$$S_r = S_{r0} + a (\sigma - P_a) + b \log (P_a - P_w) + c (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (6.18)$$

De nuevo hay que hacer notar que esta aproximación no es válida para suelos con succión nula. En la figura 6.20 y 6.22 se pueden observar las desviaciones de los valores medidos en el presente estudio y por Matyas and Radhakrishna respectivamente, respecto a la ley propuesta.

6.3.- ENSAYOS MINIMOS PARA LA DETERMINACION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO.

A la vista de la calidad de las aproximaciones cabe la posibilidad de definir a la superficie de estado con la realización de un ensayo edométrico a succión constante alta con posterior y gradual reducción de la succión del suelo bajo carga exterior constante y un ensayo en el que partiendo del mismo punto que el de origen del ensayo anterior se fuera reduciendo la succión hasta la succión final del primer ensayo y manteniendo posteriormente esa succión baja se fuera cargando al suelo

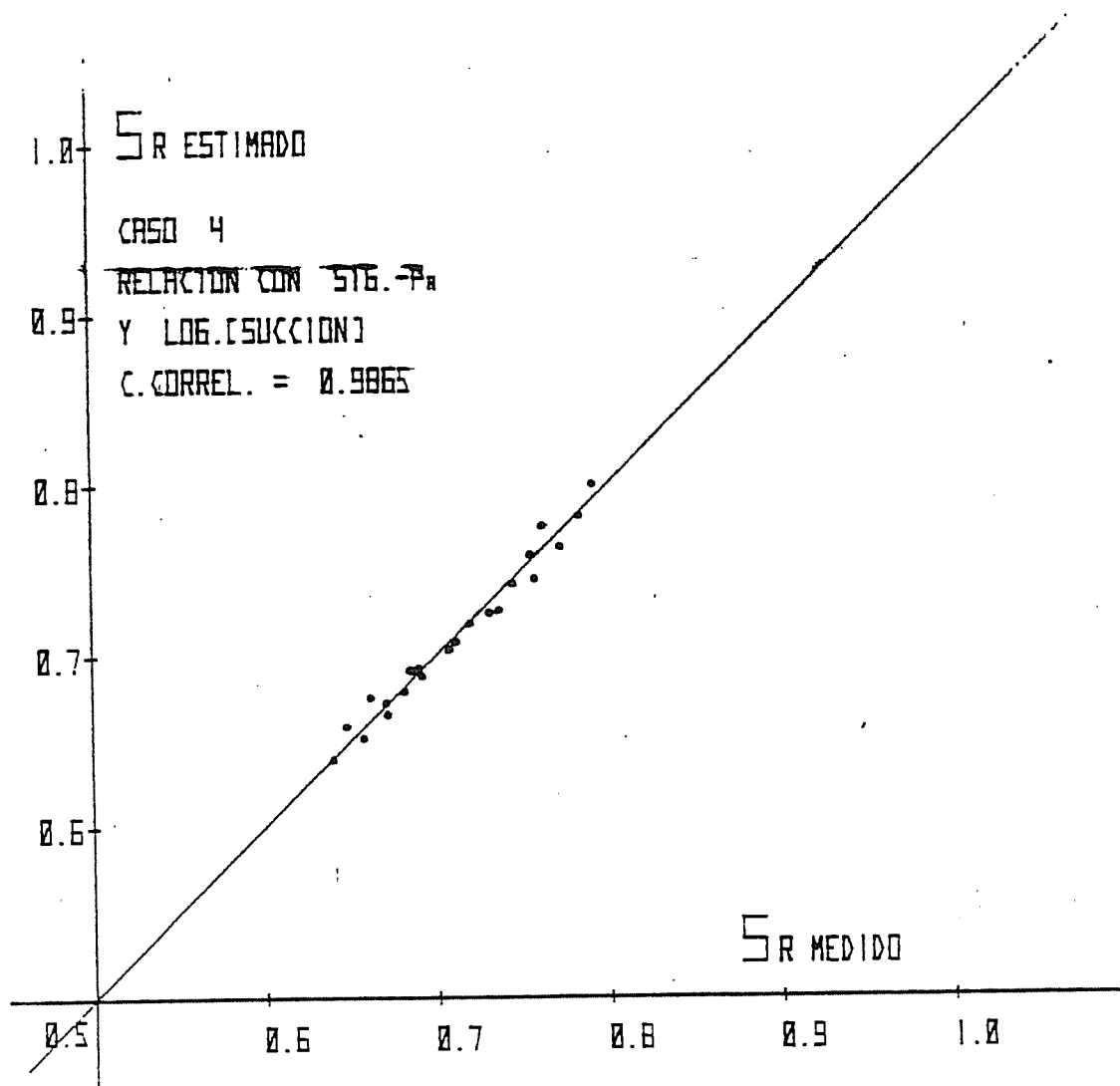


FIG. 6.22. RELACION ENTRE EL GRADO DE SATURACION ESTIMADO Y MEDIDO POR MATYAS AND RADHAKRISHNA (1963).

hasta la carga final del primer ensayo. (Ver figura 6.23)

Utilizando los modelos elegidos como mejores en los apartados anteriores, estos dos ensayos se presentan como - cuatro rectas en el espacio y por tanto definen completamente al paraboloides buscado.

En realidad con tres de las cuatro rectas ya quedaría definida la superficie de estado, pero se estima conveniente el completar el segundo ensayo a fin de verificar la unicidad de la superficie de estado.

Alternativamente la superficie puede quedar definida con un sólo ensayo en el cual se alternen aumentos en σ - P_a y disminuciones de P_a - P_w en sucesivos escalones. El número de escalones a realizar sería menor que siguiendo el primer método, pero en el primer método se pueden detectar posibles errores de ejecución del ensayo si obtienen grados de saturación e índices de poros muy dispares al finalizar cada uno de los dos ensayos.

La forma de la superficie puede completarse con la realización de un ensayo edométrico saturado.

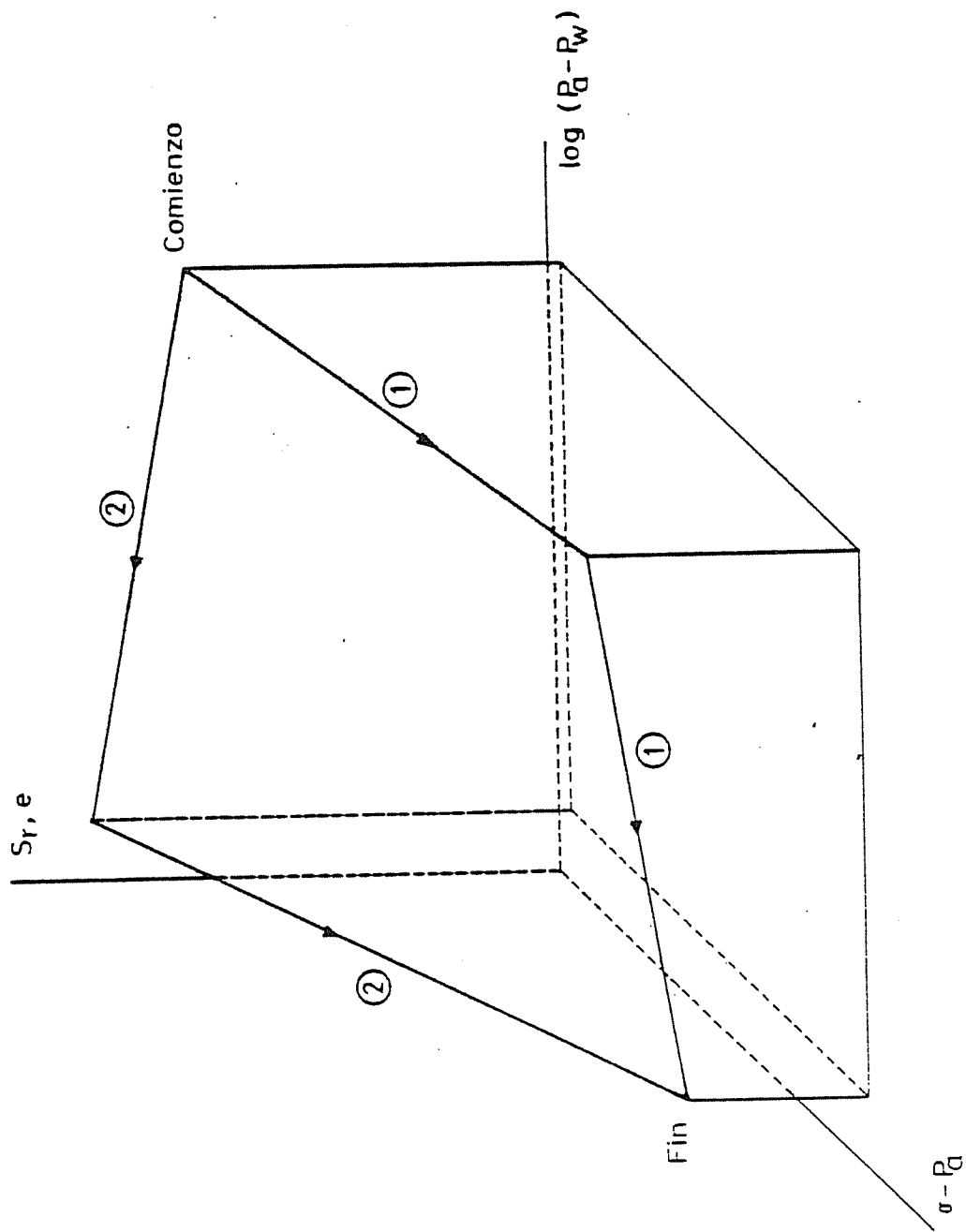


Fig 6.23 ENSAYOS MINIMOS ACONSEJABLES PARA DEFINIR LAS SUPERFICIES DE ESTADO

6.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.

En este capítulo se describen las técnicas de laboratorio empleadas para la definición de las distintas leyes que deben ser incorporadas como datos de partida al modelo numérico realizado.

La permeabilidad del aire se ha ajustado perfectamente a relación con el índice de poros y grado de saturación establecida por Yoshimi and Osterberg (1963).

La dependencia de la permeabilidad del agua con el índice de poros sigue a su vez la relación establecida por Lambe and Whitman (1968). No se han realizado ensayos para encontrar la dependencia de la permeabilidad del agua con el grado de saturación, en todo caso pueden utilizarse las expresiones (2.37) o (2.39) del Capítulo II o la relación de la figura 5.1 del capítulo 5.

Se ha diseñado y construido un aparato destinado a la obtención experimental de las superficies de estado. Con la técnica experimental seguida se ha conseguido una buena definición de la superficie de estado de la porosidad mientras que los resultados obtenidos para la definición de la superficie de estado de saturación presentan una dispersión mayor. Esta dispersión podría reducirse aumentando el volumen de la muestra ensayada.

Por último se han estudiado diversas ecuaciones para representar a las superficies de estado. Se han ensayado paraboloides hipérbolicos del tipo

$$z = z_0 + ax + by + cxy \quad (6.19)$$

Donde z es el grado de saturación o el índice de poros, $x, (\sigma - Pa)$ o $\log(\sigma - Pa)$ e $y, (Pa - Pw)$ o $\log(Pa - Pw)$ según el modelo. Las constantes z_0, a, b y c se definen mediante una interpolación por mínimos cuadrados. En todos los casos se ha manifestado una importancia relativa grande del término no lineal cxy .

Se ha encontrado que el índice de poros en los ensayos realizados varía linealmente con $(\sigma - Pa)$ y con el logaritmo de $(Pa - Pw)$ mientras que para los datos del ensayo de Matyas and Radhakrishna (1968) la mejor correlación se obtiene para una dependencia del índice de poros con el logaritmo de $(\sigma - Pa)$ y de la succión. Sin embargo, la relación del tipo (6.6) da buenos resultados en ambos casos:

$$e = e_0 + a(\sigma - Pa) + b \log(Pa - Pw) + a(\sigma - Pa) \log(Pa - Pw) \quad (6.6)$$

Para el grado de saturación se ha encontrado como relación más satisfactoria la siguiente:

$$S_r = S_{r_0} + a(\sigma - Pa) + b \log(Pa - Pw) + c(\sigma - Pa) \log(Pa - Pw) \quad (6.18)$$

Las medias de las diferencias de los valores aplicando las expresiones precedentes con los valores medidos es muy pequeña (menor que el 4% en todos los casos).

Si se aceptan como válidas las expresiones del índice de poros y grado de saturación anteriores es posible conocer la forma de la superficie de estado con dos ensayos. En el pri-

mero se carga y se reduce la succión bajo carga y en el segundo se reduce la succión bajo carga pequeña y se carga posteriormente.

CAPITULO VII

COMPROBACION DE LOS MODELOS TEORICOS EN UN CASO PRACTICO.

1.- INTRODUCCION.

2.- CONDICIONES DE CONTORNO.

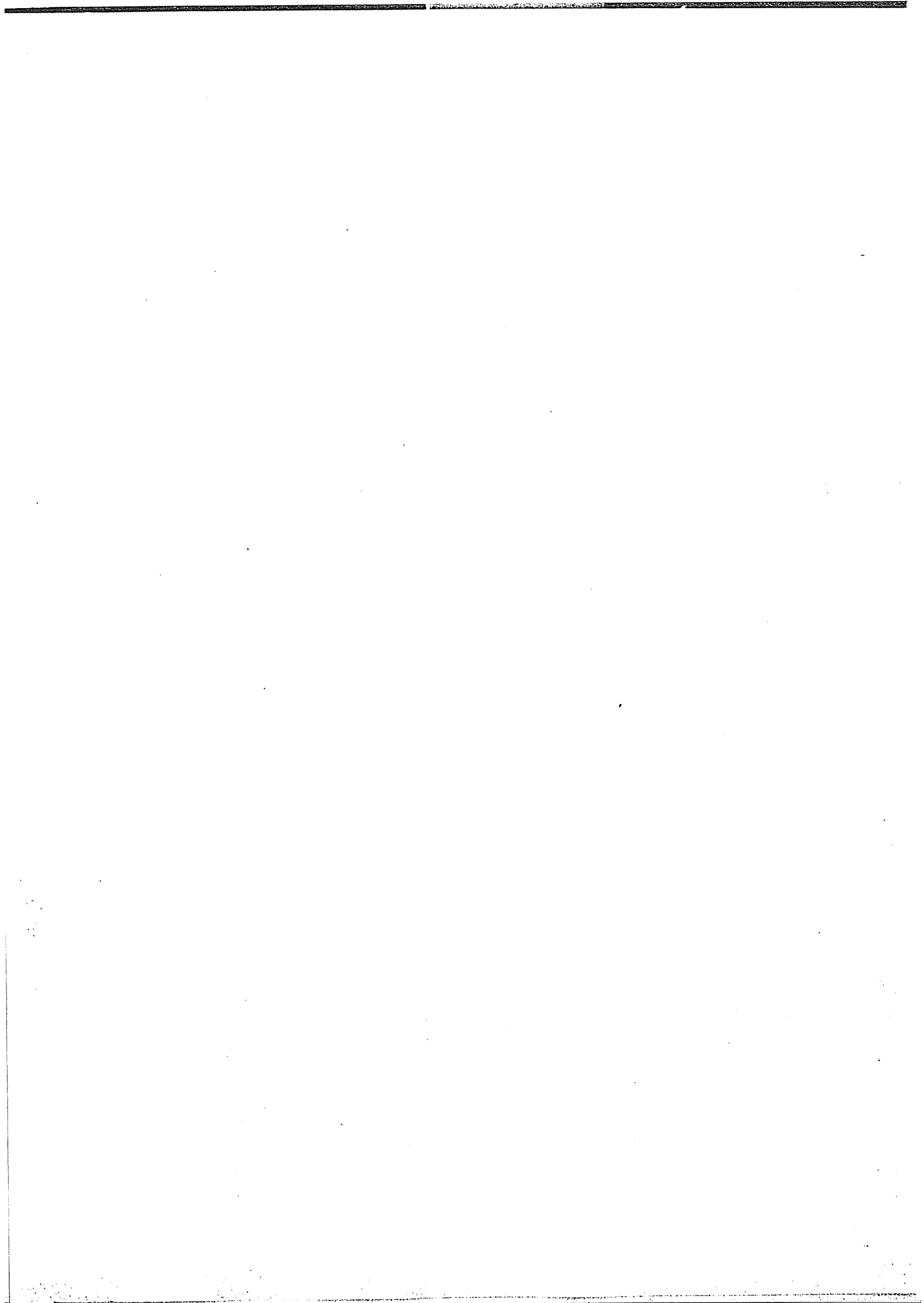
3.- SOLUCION TEORICA.

4.- ANALISIS DE LOS RESULTADOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES.

5.- CORRECCION POR FLUENCIA DEL SUELO.

6.- SOLUCION TEORICA CORREGIDA.

7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.



1.- INTRODUCCION.

En este capítulo se realizará la comparación de los resultados medidos experimentalmente con los proporcionados por el modelo. Esta comparación proporcionará criterios para evaluar la validez del modelo, para establecer la importancia de aquellos aspectos que no han sido recogidos en las bases del mismo y para juzgar la exactitud de las relaciones deducidas a partir de datos experimentales en el capítulo anterior.

Para establecer esta comparación se predecirá con el modelo la evolución de la deformación del suelo durante un escalón de carga típico, introduciendo en dicho modelo todos los parámetros encontrados a través de las técnicas experimentales mencionadas en el capítulo anterior. Por otra parte en el laboratorio se habrá registrado convenientemente la evolución de la deformación medida en el suelo para ese mismo escalón.

2.- CONDICIONES DE CONTORNO.

La disposición de la pastilla de suelo durante los ensayos se refleja en el gráfico 6.10. El suelo, por su base, está separada del exterior donde se fija la presión de agua por una piedra porosa de alto valor de entrada de aire. Debido al tamaño de los poros de esta piedra porosa, su permeabilidad es muy baja. Ensayos de permeabilidad dieron como resultado una permeabilidad de $1,98 \cdot 10^{-9}$ m/seg., mucho menor que la del suelo cuando está saturado. Por lo tanto la piedra "porosa" inferior jugará un papel importante en la evolución de la velocidad de disipación de presiones en el suelo y ha de ser tenida en cuenta en el modelo teórico.

Por otra parte si la piedra porosa de alto valor de entrada de aire está saturada, su permeabilidad al aire puede considerarse nula mientras la succión no esté por encima del valor de entrada de aire ($\approx 1.5 \cdot 10^5$ N/m²).

Dado que la rigidez de la piedra es mucho mayor que la del suelo, dicha piedra puede ser considerada como indeformable. Por lo tanto en su interior el flujo de agua estará regido por la ecuación diferencial del agua en medio homogéneo, saturado e indeformable:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K_w \frac{\partial}{\partial z} \left(z + \frac{P_w}{\gamma_w} \right) \right) = 0 \quad (7.1)$$

Utilizando el método de Galerkin, puede escribirse:

$$P_w = \sum P_{wj} N_j \quad (7.2)$$

Siendo N_j las funciones de aproximación definidas en el capítulo III, Si las condiciones de contorno fuesen las correspondientes a un flujo de agua λ fijado en el contorno, la aplicación del método de Galerkin conduce al sistema:

$$\sum P_{wj} \int_{\mu} \frac{K_w}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} + \int_{\mu} K_w \frac{\partial N_i}{\partial z} = - \int_{S_2} N_i \lambda \quad (7.3)$$

Dado que en este caso lo que se fija en el contorno no es el flujo sino la presión de agua, la integral de λN_i desaparece. Desarrollando las demás integrales y usando funciones de forma parabólica resulta:

$$- \frac{K_w}{\gamma_w} \frac{1}{32} \begin{bmatrix} 7 & -8 & 1 \\ -8 & 16 & -8 \\ 1 & -8 & 7 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_{w_1} \\ P_{w_2} \\ P_{w_3} \end{Bmatrix} = K_w \begin{Bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (7.4)$$

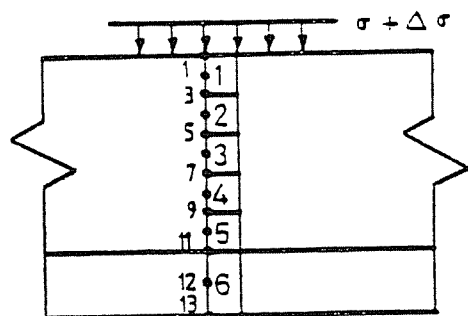
Siendo L la longitud del elemento considerado. Este sistema de ecuaciones puede ser "ensamblado" con el sistema general ya que existe continuidad en el flujo de agua entre el suelo y la piedra porosa y P_{wi} es la presión del agua en el instante $t = t + \Delta t$. Para representar a la piedra porosa se ha utilizado tan solo un elemento, por tanto si para representar el suelo se han utilizado " n " nodos, el número de incógnitas y ecuaciones del sistema será de $2 \cdot n + 2$. En el nodo inferior de la piedra porosa se fijará la presión de agua igual al valor de la presión de cola suministrada.

En el borde superior del suelo se ha colocado una piedra porosa cuya porosidad es lo suficientemente grande como para suponer que no interviene en el flujo de aire o de agua. En este borde superior, la presión del aire estará fijada por la

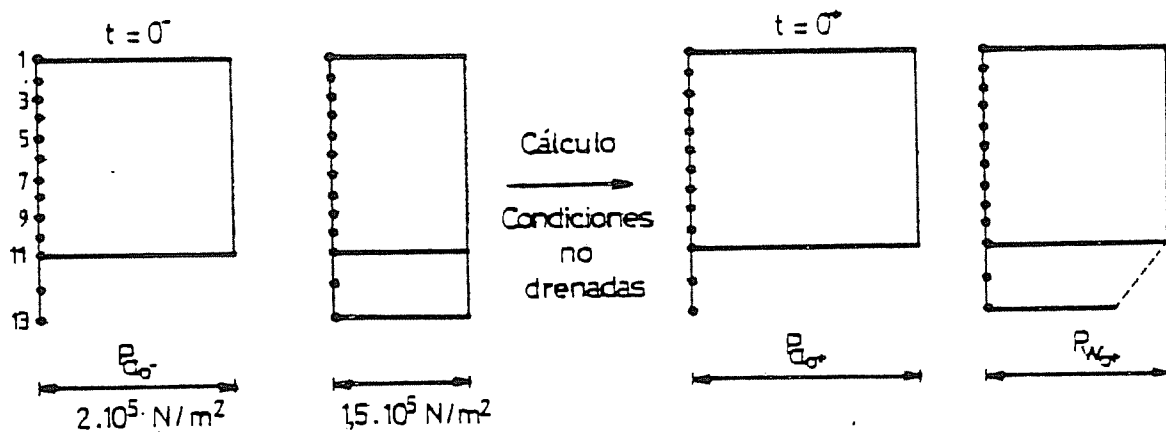
que suministre el sistema de presión de aire.

El agua podría salir libremente del suelo por su borde superior si la presión del agua en los puntos cercanos al borde fuera superior a la presión del aire en el exterior. Aunque la aplicación de la carga en condiciones no drenadas hace que instantáneamente la presión del agua pueda subir por encima de esta presión, el hecho de que la presión del aire en el borde se mantenga y de que si no se ha alcanzado la saturación tras la aplicación de la carga exista una succión hace que la presión del agua en los puntos del borde baje inmediatamente por debajo de la presión del aire en el exterior. Dado que no existe posible aportación de agua al suelo por esa zona del aparato y que el agua no podrá salir del suelo puede considerarse al borde superior de la pastilla de suelo como impermeable al agua (siempre que no esté saturado).

El la figura 7.1 se reflejan las condiciones iniciales y de contorno supuestas.



Condiciones iniciales



Condiciones de contorno

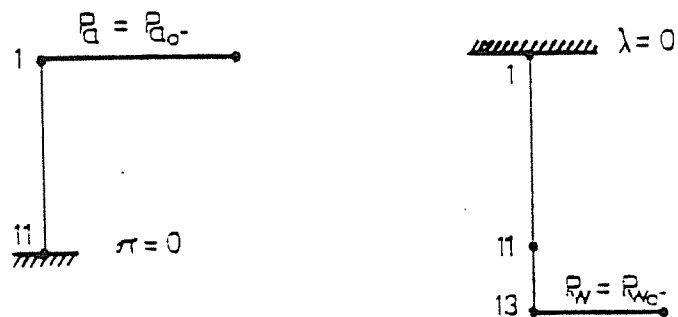


Fig 7.1. CONDICIONES INICIALES Y DE CONTORNO

3.- SOLUCION TEORICA.

Se ha aplicado el modelo al caso de aplicación de una carga exterior de $2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, cuando en el suelo existe una succión de 0.5 N/m^2 y la carga con respecto a la presión del aire es de 10^5 N/m^2 (La presión absoluta del aire es de $2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ y la del agua de $1,5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, la carga exterior total de $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$).

En el modelo se han usado para representar las superficies de estado las expresiones analíticas encontradas en el capítulo anterior. Para las variaciones de las permeabilidades con el grado de saturación y porosidad se han utilizado los parámetros encontrados en el capítulo anterior. (Para la variación de la permeabilidad del agua con el grado de saturación se ha seguido empleando la relación mostrada en la figura 5.1.a.).

En la figura 7.2 se ha representado la evolución de las presiones de aire y de agua durante la disipación de éstas. Como puede observarse en muy pocos segundos la presión del aire se disipa variando muy poco la succión. El exceso de presión de agua que resta cuando se ha disipado la presión del aire (aproximadamente igual a la disminución de succión ocasionado por la carga no drenada) se disipa a una velocidad mucho más lenta ya que la permeabilidad del agua es muy baja (tanto en el suelo como en la piedra porosa). Para que se restablezca la succión inicial el tiempo transcurrido es del orden de horas.

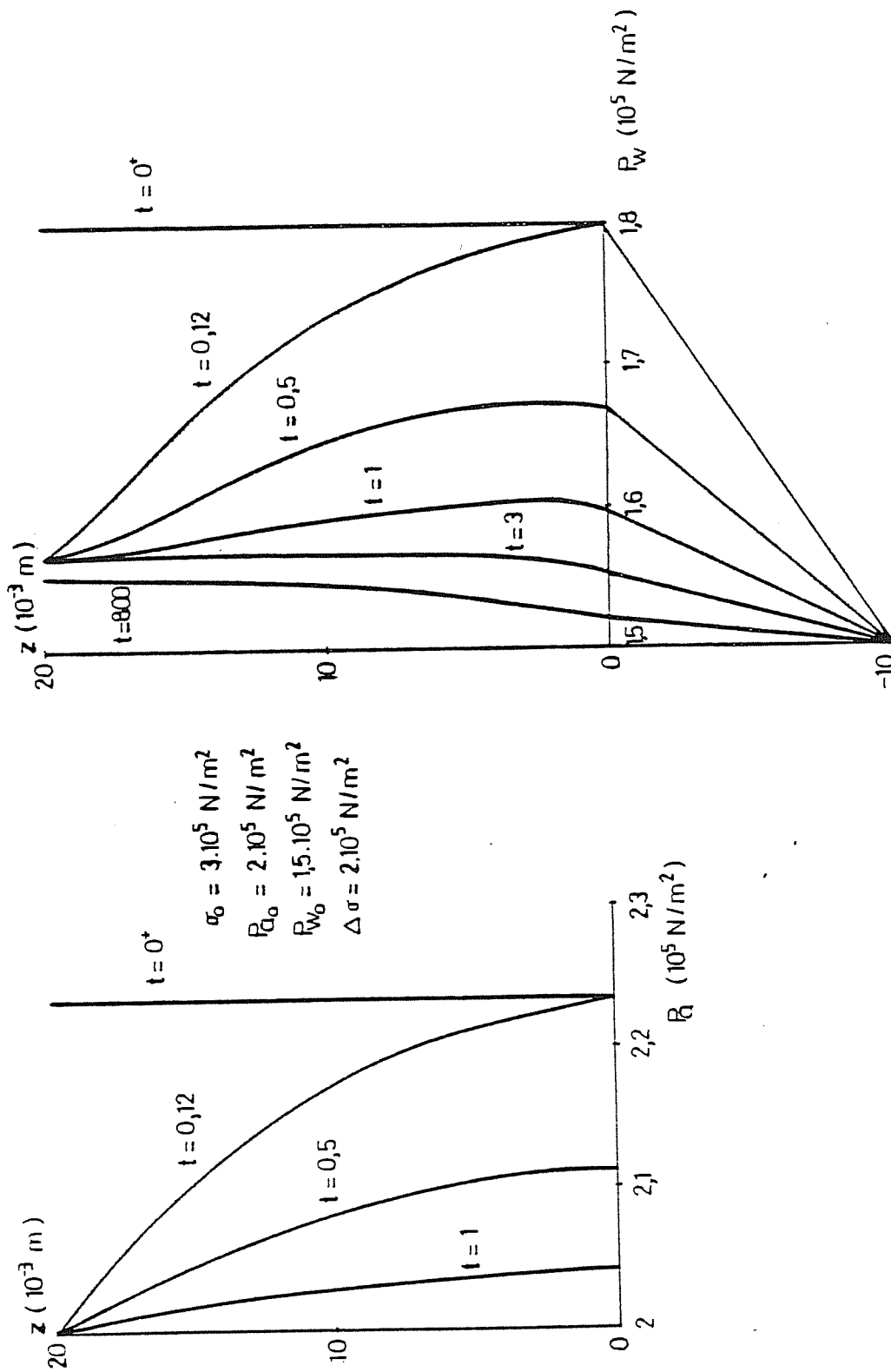


Fig 7.2 EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA. SOLUCION TEORICA SIN CORRECCION

4.- ANALISIS DE LOS RESULTADOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES.

En la figura 7.3 se muestra la evolución de las deformaciones del suelo medida en laboratorio y la obtenida con el modelo teórico. Las grandes discrepancias con los valores medidos son atribuibles a las deformaciones del suelo debidas a fluencia y a los errores propios de los parámetros medidos en laboratorio.

Al utilizar como modelo de superficie de estado la reflejada por las ecuaciones (6.7) y (6.10) del capítulo anterior se producen unos errores que hacen que la deformación a las 24 horas no coincida con la deformación medida. Aunque las diferencias entre el índice de poros medido y estimado eran tan sólo del -0,2 y 0,6 % para el índice de poros final e inicial respectivamente (tabla 6.5), en este caso los errores en la medida del índice de poros se acumulan y producen un error en la medida de la deformación final cercano al 15%. Sin embargo esta no es la causa más significativa de las diferencias observadas en la figura 7.3. El hecho de que en los suelos no saturados las deformaciones debidas a flujo se produzcan rápidamente, hace que gran parte de las deformaciones diferidas medidas al cabo de 24 horas sean debidas a fluencia del suelo. Esta fluencia (consolidación secundaria) puede ser grande en los suelos no saturados. Jiménez Salas et al. (1973) en limos y arcillas yesíferos de baja plasticidad comprueban el hecho de que aún para grados de saturación bajos las deformaciones diferidas de esos suelos son importantes y afirman que ese retraso no puede ser de tipo hidrodinámico. Lloret et al. (1979) en unos limos cementados con cemento de tipo calcáreo dan cuenta también de la importancia relativa de la consolidación secundaria en

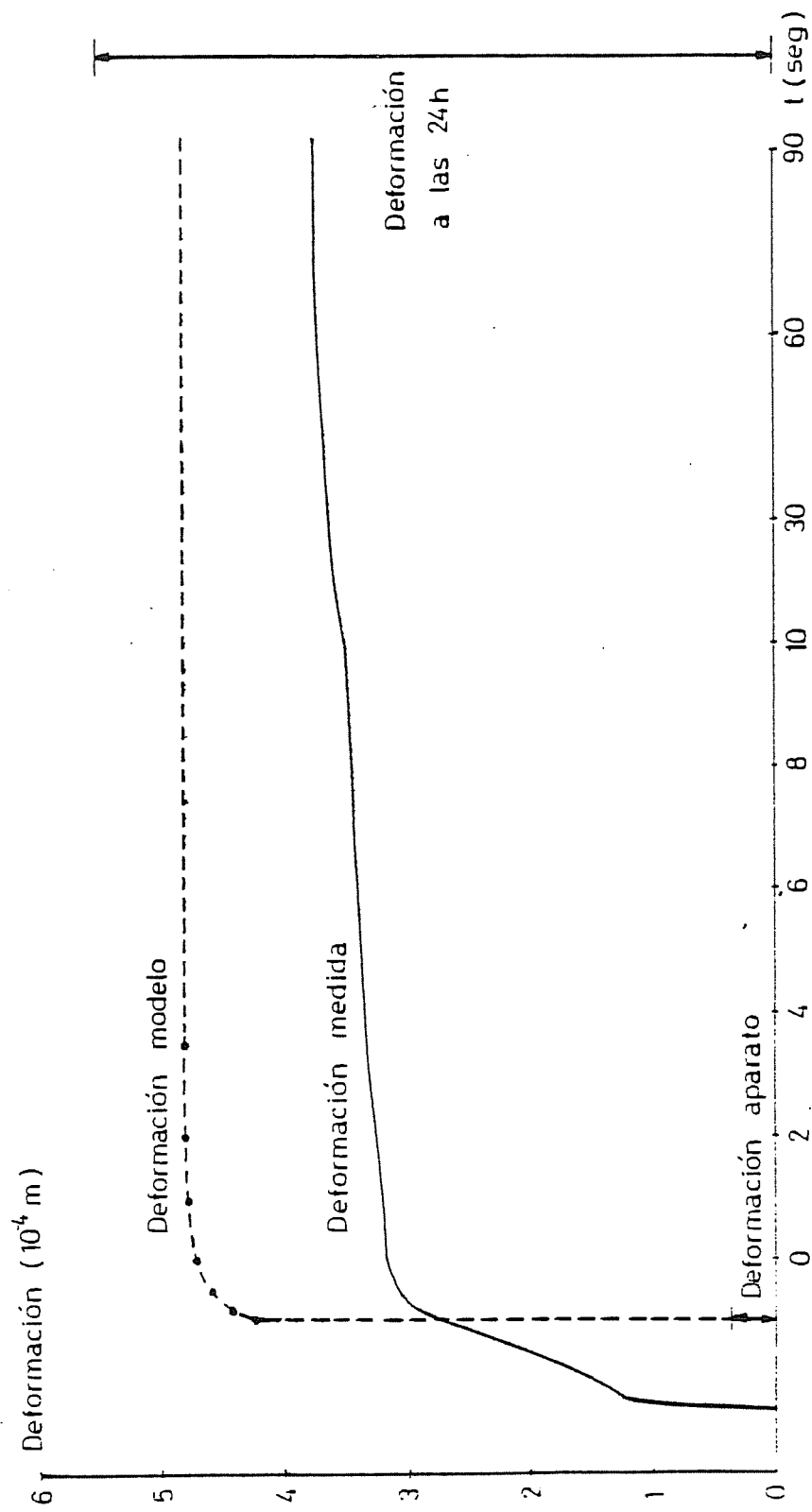


Fig 7.3 DEFORMACION MEDIDA Y CALCULADA CON SUPERFICIE DE ESTADO DE ESCALONES DE 24 HORAS

esos suelos no saturados.

En la figura 7.4 se puede observar la evolución de la deformación, en dos escalones de carga típicos (entre $\sigma - Pa = 2$ y $(\sigma - Pa) = 4$, con $(Pa - Pw) = 0.1$ y entre $(\sigma - Pa) = 5$ y $(\sigma - Pa) = 8$, con $(Pa - Pw) = 0.5$. Si el quiebro observado en la representación semilogarítmica de las deformaciones se interpreta de forma análoga a la construcción empírica de Casagrande para suelos saturados, puede llegar a establecerse para el suelo ensayado un final aproximado para las deformaciones de tipo hidrodinámico. En los dos escalones representados en la Fig. 7.4 este final corresponde a los 5 y 2 minutos de tiempo de consolidación.

Esto quiere decir que la deformación producida entre los 5 minutos, aproximadamente y las 24 horas se debe a fluencia y no puede ser reflejada por el modelo. Al utilizar la superficie de estado obtenida utilizando escalones de 24 horas se aumenta la deformación debida a fenómenos de flujo y condiciones no drenadas respecto a los reales y por tanto utilizando el modelo se obtienen deformaciones no drenadas mayores que las medidas.

En el presente ejemplo la deformación debida a condiciones no drenadas y al drenaje del suelo (deformación medida aproximadamente a los 5 minutos) es de 0,375 mm. (incluida la deformación propia del aparato) mientras que la deformación a las 24 horas es de 0,540 mm. Por lo tanto el error cometido en la estimación de la deformación no drenada es del orden del 40%. (La deformación debida a fluencia es del orden del 30% de la deformación total medida a las 24 horas).

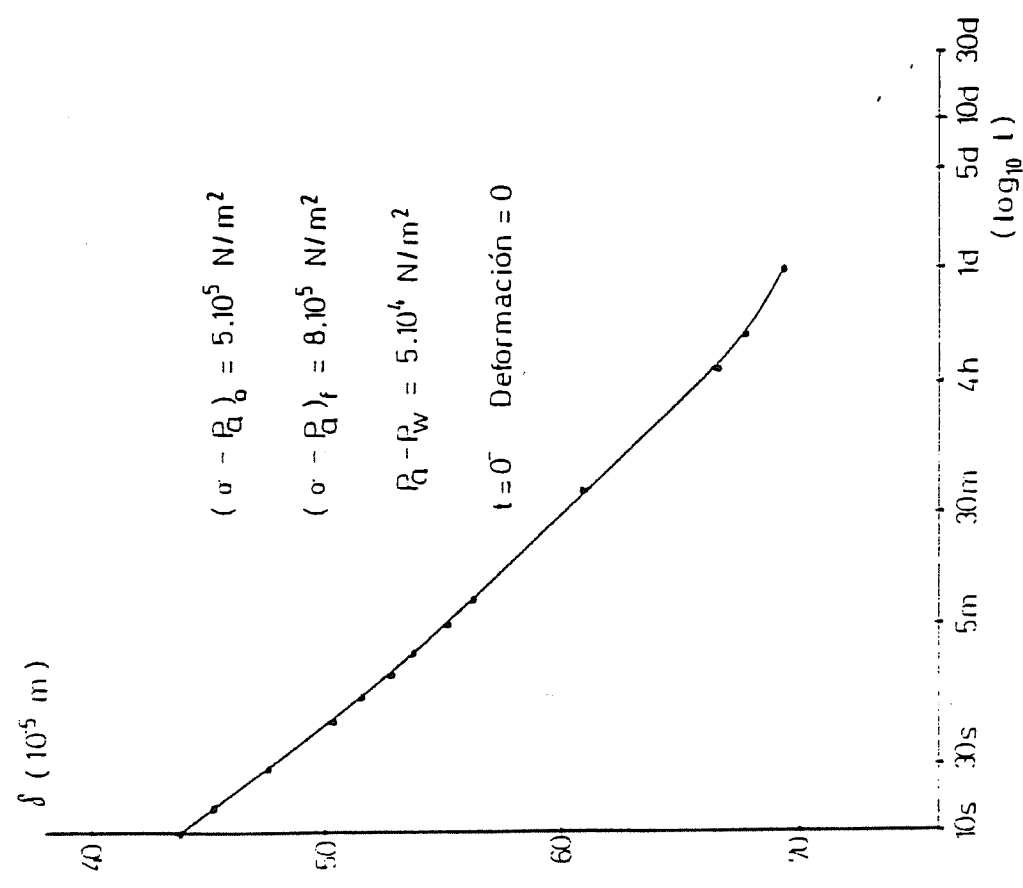
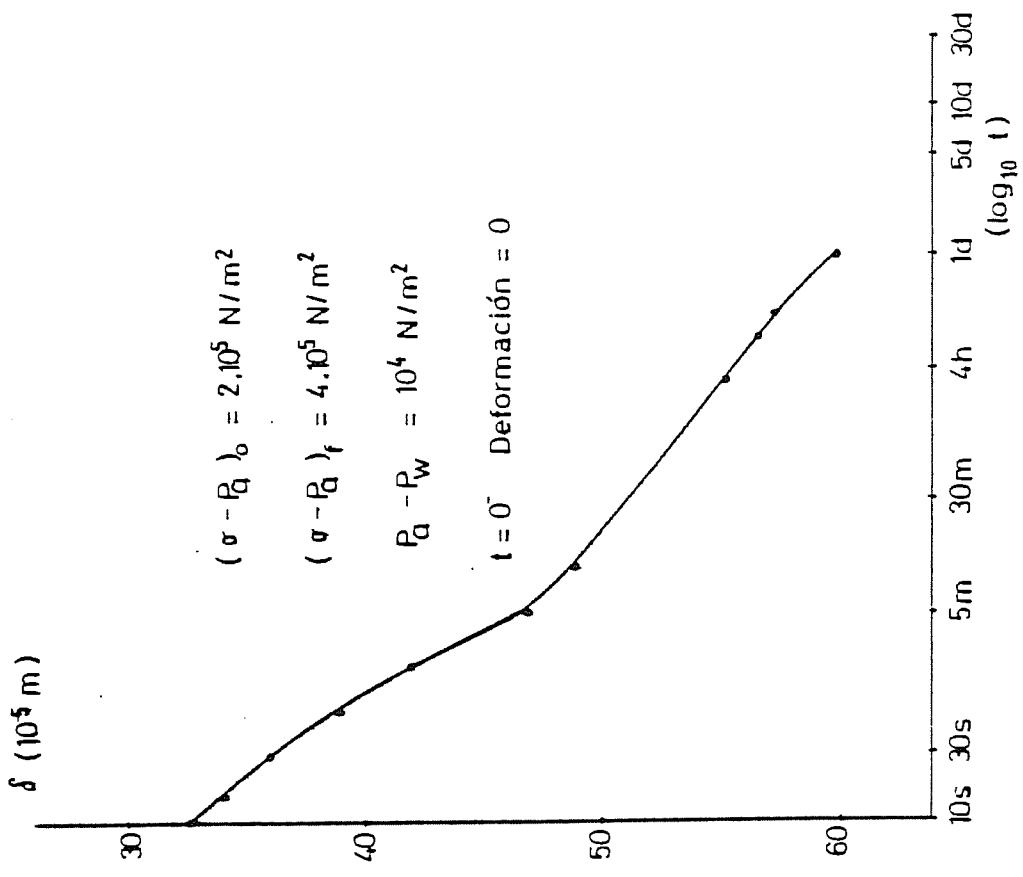


Fig 7.4 EVOLUCION DE LA DEFORMACION EN DOS ESCALONES DE CARGA TIPICOS

Por otra parte la velocidad con la que se desarrollan los asientos hace pensar que se ha sobreestimado la permeabilidad del aire. En la figura 6.5 se observa que para valores bajos de $(1-S_r)$ los valores medidos de la permeabilidad del aire están por debajo de las predichas en la relación lineal establecida entre los logaritmos de $(1-S_r)$ y de la permeabilidad del aire,

5.- CORRECCION DEBIDA A FLUENCIA DEL SUELO.

Para tener en cuenta la fluencia del suelo se puede hacer la hipótesis de que el índice de poros del suelo además de las condiciones iniciales, la succión y la carga exterior referida a la presión del aire, depende del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga (t). Puede escribirse por tanto:

$$e = f(e_0, S_{r_0}, \sigma - P_a, P_a - P_w, t) \quad (7.5)$$

Por otra parte puede establecerse la hipótesis de que la superficie de estado en cada instante es única si las variaciones de saturación y deformación son monótonas y puede representarse en la forma:

$$e = e_0(t) + a(t)(\sigma - P_a) + b(t) \log(P_a - P_w) + c(t)(\sigma - P_a) \log(P_a - P_w) \quad (7.6)$$

La forma de las funciones $a(t)$, $b(t)$, etc., es desconocida pero aceptando como válidas las hipótesis realizadas, pueden ser determinadas para cada tiempo mediante la labor experimental adecuada.

Para que las deformaciones debidas a fluencia no interfieran en los resultados del modelo, se ha tomado como superficie de estado a introducir en el modelo una superficie del tipo (7.6) de tal forma que dicha superficie contenga a la recta paralela al eje de $(\sigma - P_a)$ de la superficie de estado de 24 horas que pasa por el punto origen del ensayo ($e=0,9206$) y pase por el punto ($e=0,8895$, $\sigma - P_a = 3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, $P_a - P_w = 0.5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$) que representa al suelo al cabo de 5 minutos de aplicada la

carga. El tiempo de 5 minutos se ha elegido como representativo del final de la consolidación asociada a flujo, a la vista de los resultados obtenidos por el modelo y de los resultados - obtenidos en laboratorio. Para completar la forma de la superficie en lo que respecta a la variación de $P_a - P_w$ se han tomado como puntos de esta superficie de estado los puntos representativos de $(\sigma - P_a) = 2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, $(P_a - P_w) = 0,1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ y $(\sigma - P_a) = 2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$, $(P_a - P_w) = 10^5 \text{ N/m}^2$, después de cinco minutos de aplicadas las respectivas cargas.

Imponiendo además que las pendientes respecto al logaritmo de la succión ($\partial e / \partial \log (P_a - P_w)$), sean para $\sigma - P_a = 1$ y $\sigma - P_a = 2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ las obtenidas a partir de los valores de e para $P_a - P_w = 10^4$ y 10^5 N/m^2 , resulta la siguiente expresión para la superficie de estado a los 5 minutos de aplicada la carga:

$$e = 1,0226 - 4,1864 \cdot 10^{-7} (\sigma - P_a) - 0,0184 \log (P_a - P_w) + 0,56 \cdot 10^{-7} (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w) \quad (7.7)$$

En la tabla 7.1 se puede comprobar como la superficie (7.7) pasa por el punto inicial del ensayo y el punto representativo del estado del suelo a los 5 minutos de empezado el ensayo. Por otra parte los errores en la estimación de los - puntos restantes de la superficie son del mismo orden que para la estimación realizada para la superficie de estado a las 24 horas mediante (6.7).

En la figura 7.5 se reflejan la superficie de estado a las 24 horas, obtenida a través de (6.7) y la superficie de estado a los 5 minutos de aplicada la carga, obtenida a partir de 7.7. Entre estas dos superficies se situarían los correspon-

Pa - Pw 10^5 N/m^2

0.1	0.5	1
-----	-----	---

Pa - Pw 10^5 N/m^2

0.1	0.5	1
-----	-----	---

$\sigma - Pa$
 10^5 N/m^2

1
2
3

0,9265	0,9206	0,9137
0,9079		0,9007
	0,8895	

Valores
medidos

$\sigma - Pa$
 10^5 N/m^2

1
2
3

0,9295	0,9206	0,9167
0,9101	0,9050	0,9029
	0,8895	

Valores
estimados
según
(6.7) y (7.7)

Superficie de estado
al cabo de 5 min. de
aplicada la carga.

Superficie de estado
al cabo de 24 horas de
aplicada la carga.

TABLA 7.1.- Puntos representativos de las superficies de estado medidos y estimados a los 5 min. y 24 horas.

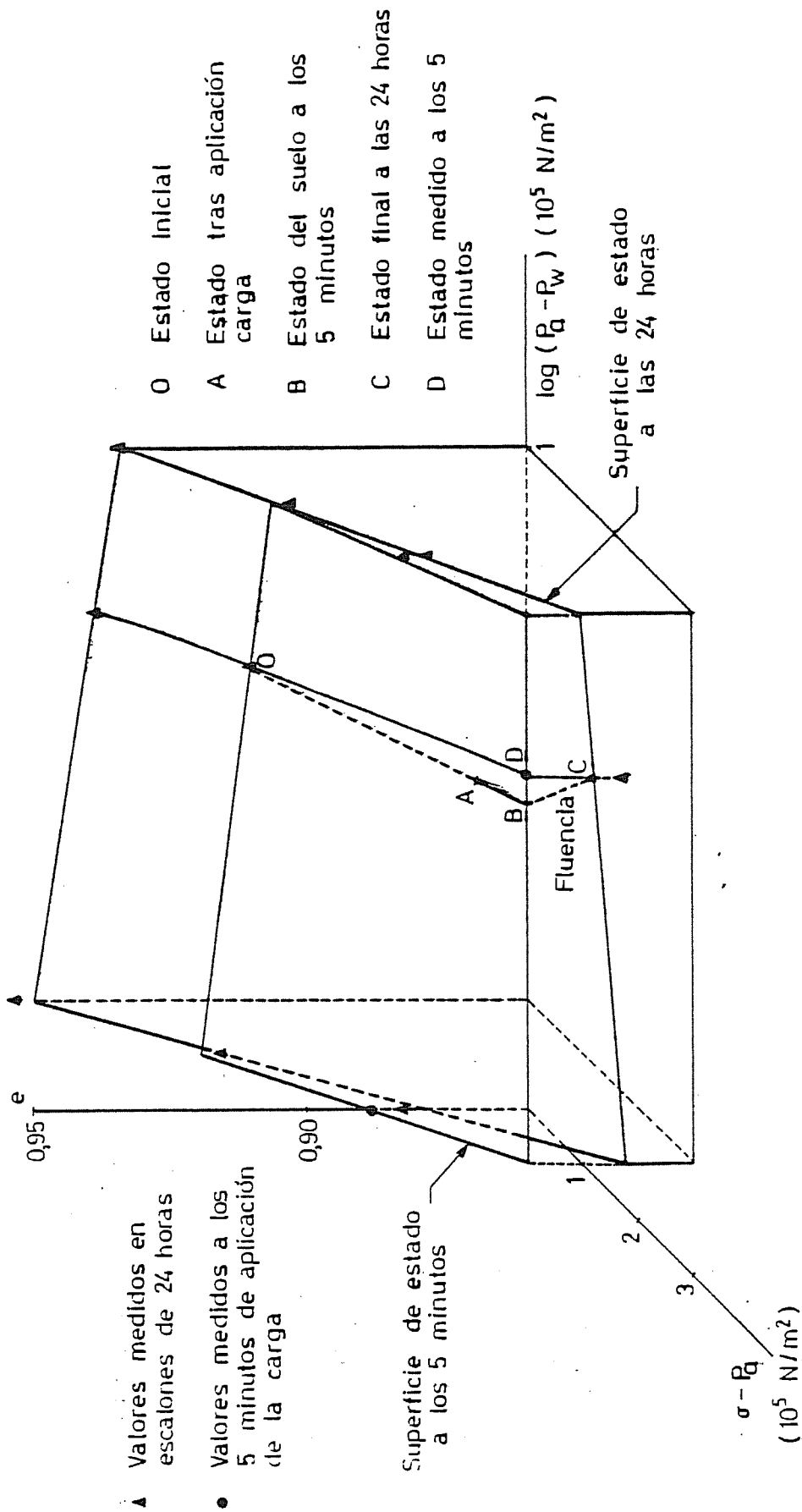


Fig 7.5 SUPERFICIES DE ESTADO A LOS 5 MINUTOS Y 24 HORAS DESPUES DE LA APLICACION DE LA CARGA

dientes a valores de tiempo comprendido entre los dos mencionados anteriormente.

6.- SOLUCION TEORICA CORREGIDA.

Se ha utilizado de nuevo el modelo empleando como superficie de estado del índice de poros la reflejada por la expresión (7.6), de esta forma se eliminan las deformaciones debidas a fluencia y el modelo debe reflejar el comportamiento del suelo entre 0 y 5 minutos. Por otra parte para que el grado de saturación en el estado inicial corresponda con el medido en laboratorio se ha corregido la expresión de la superficie de estado del grado de saturación (concretamente el parámetro S_{ro} ha pasado de 1,9344 a 1,9844 con lo que el grado de saturación en el instante inicial a pasado de 0,628 a 0,678).

Por último como en los resultados obtenidos en el apartado 3 se ha comprobado que la permeabilidad del aire resultaba ser demasiado alta, se ha variado la pendiente entre la recta que relaciona la variación de los logaritmos de $(1-S_r)e$ y de K_a . La permeabilidad intrínseca del aire en el estado inicial del suelo ha pasado de valer $5,8 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ a $4,2 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Este valor entra dentro de los límites admisibles para los valores de la permeabilidad intrínseca teniendo en cuenta la dispersión de los resultados medidos. Las variaciones de la presión con el tiempo, una vez introducidas las correcciones anteriores en el modelo se recogen en la figura 7.6.

Aunque la permeabilidad del aire haya descendido de valor, la disipación de presión de aire se produce en un periodo del orden del minuto.

En la figura 7.7 se puede comparar la evolución de la deformación medida en laboratorio y la obtenida con el modelo,

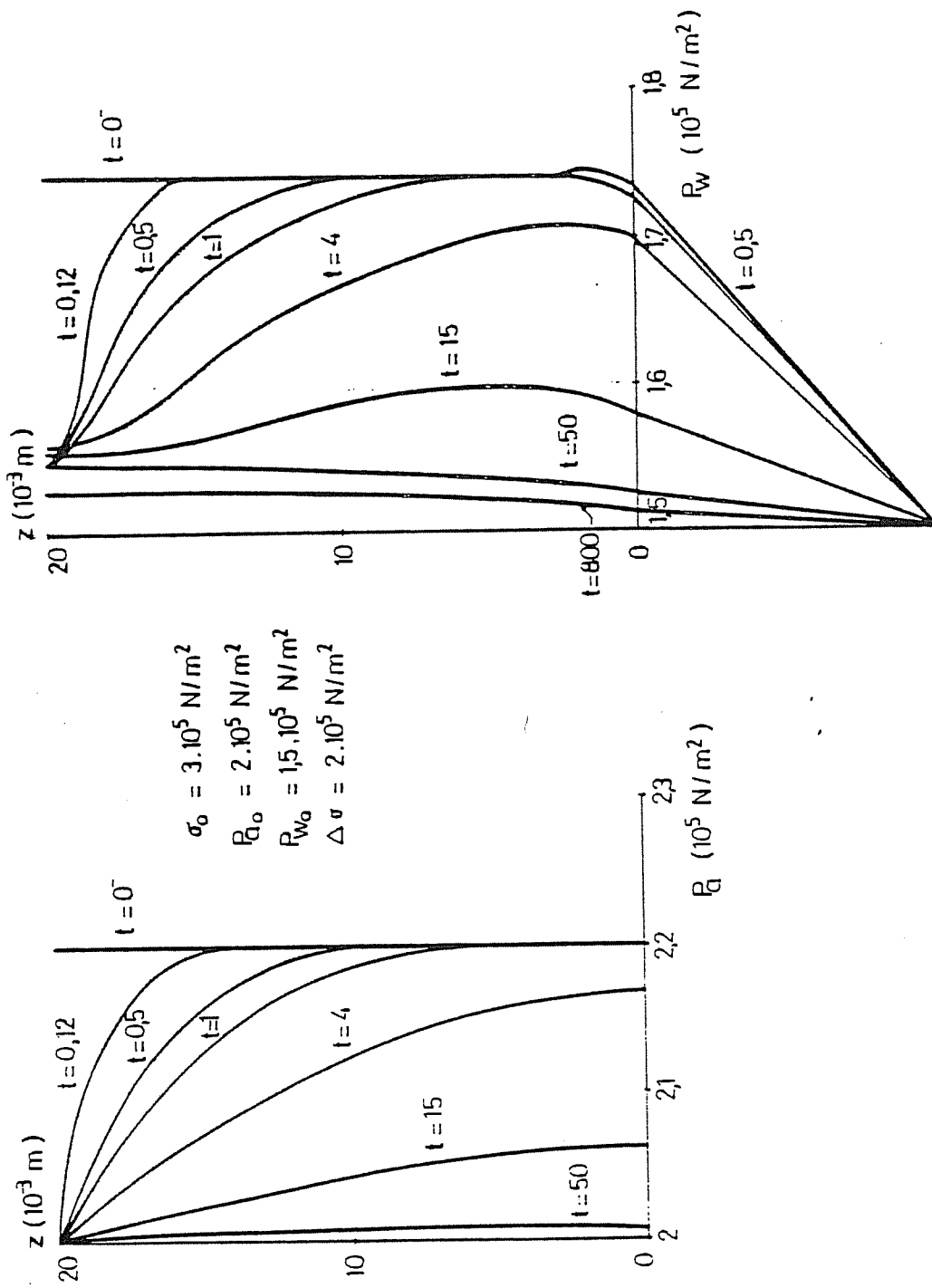


Fig 7.6 EVOLUCION DE LAS PRESIONES DE AIRE Y AGUA. SOLUCION TEORICA CORREGIDA

tras las correcciones mencionadas. La aproximación es mucho mejor que la obtenida en la figura 7.3. La aproximación podría mejorarse si en lugar de tomar como superficie de estado para el cálculo de las deformaciones, la superficie de estado correspondiente a los 5 minutos de la aplicación de la carga, se hubiera utilizado una superficie de estado definida para un tiempo de 2 min. (dado que según el modelo la deformación asociada a flujo de aire finaliza para ese intervalo de tiempo).

En la figura 7.5 se muestra la trayectoria seguida por un punto representativo del suelo. La trayectoria entre O y A corresponde a la deformación no drenada y se desarrolla sobre la superficie de estado correspondiente a los 5 min. (que se han supuesto como límite de tiempo para que en la deformación del suelo no intervenga la fluencia). La trayectoria entre A y B corresponde a la etapa de disipación de presión de aire. Al llegar a B el suelo ha disipado toda la presión de aire pero todavía existe una cierta presión de agua por disipar. En realidad el punto representativo del estado del suelo a los 5 minutos debe ser el B y no el D ya que la succión a los 5 minutos es algo menor que la succión de equilibrio.

Según el modelo, durante la etapa del incremento de succión asociado a la disipación del agua la deformación del suelo será la originada al pasar del punto B al D. Sin embargo dado que en el suelo existe fluencia, a medida que transcurra el tiempo y el suelo vaya disipando la presión de agua se irá deformando y su trayectoria será la indicada por B C.

En la figura 7.5 puede observarse la relativa importancia de las deformaciones en condiciones no drenadas, las aso-

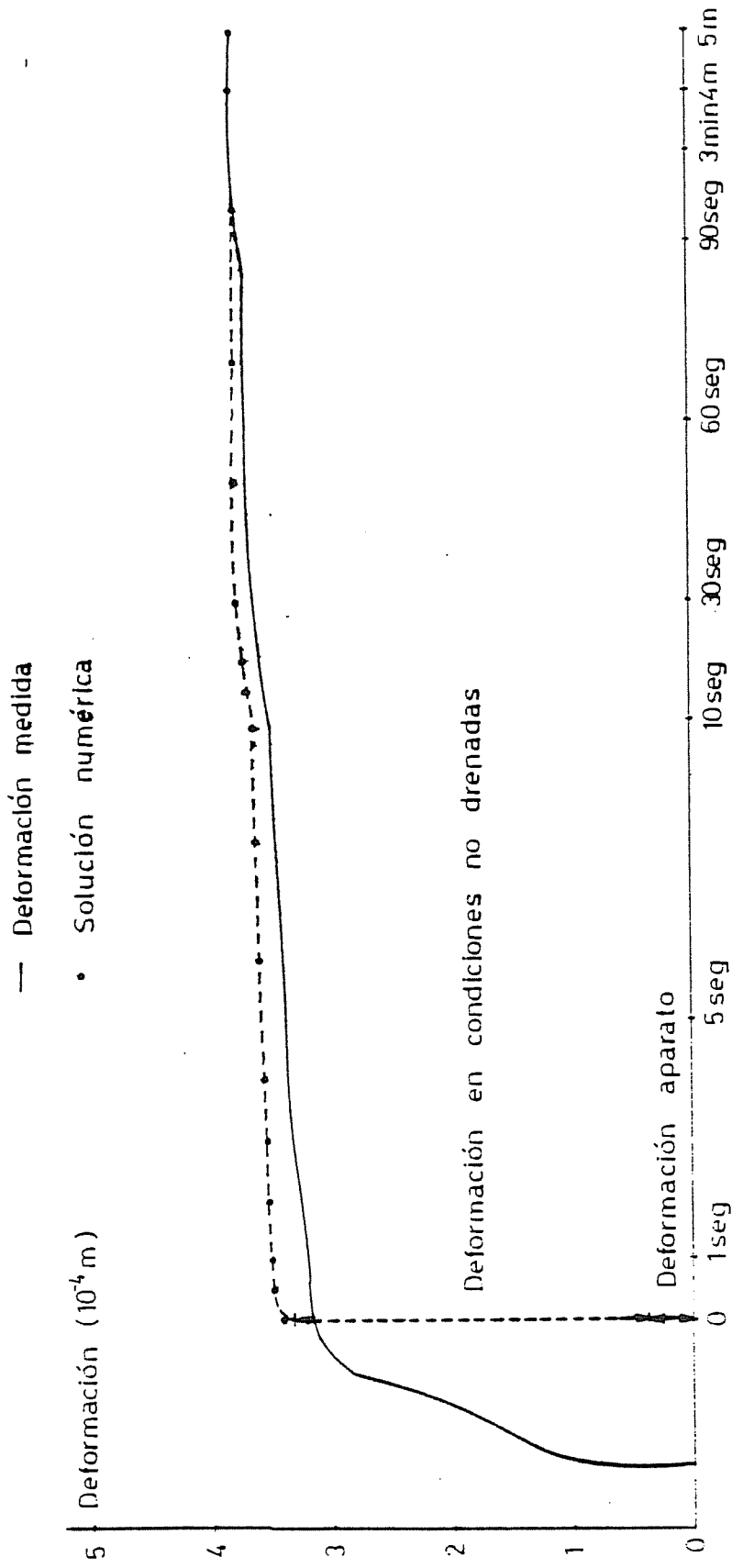


Fig 7.7 EVOLUCION DE LA DEFORMACION MEDIDA Y LA OBTENIDA CON EL MODELO TEORICO CORREGIDO

ciadas a flujo y las debidas a fluencia. Hay que hacer notar que las deformaciones debidas a fluencia no terminan a las 24 horas, como puede observarse en la fig. 7.4 y que la situación cambiaria para grados de saturación más altos, en los que las deformaciones en condiciones no drenadas disminuirían y las asociadas a flujo aumentarían.

Por último hay que señalar que si se consideran los estados de equilibrio del suelo a lo largo de la serie de escalones de carga o cambio de succión las variaciones de saturación y deformación han sido monótonas. Sin embargo si se consideran los transitorios ocasionados durante la disipación de las presiones ocasionadas por las cargas no drenadas, ya no se cumple que las variaciones de deformación y saturación sean monótonas. Ello se debe a que la aplicación de una carga provoca una disminución de succión instantánea. Durante el ensayo esta succión tiende a aumentar hasta alcanzar a la de equilibrio. Por lo tanto aunque aparentemente se esté controlando la succión, a nivel local esta varia durante el ensayo. Sin embargo estas variaciones pueden considerarse despreciables si los escalones de carga son pequeños.

7.- RESUMEN Y CONCLUSIONES.

En este capítulo se ha realizado la comparación de los resultados elaborados por el modelo teórico con las mediciones realizadas en el laboratorio. Para ello ha sido necesario introducir en el modelo teórico el efecto producido por la piedra porosa de alto valor de entrada de aire.

La comparación de las evoluciones de la deformación registradas experimentalmente y calculadas por el modelo pone de manifiesto la importancia de las deformaciones debidas a fluencia del suelo. En el caso propuesto estas deformaciones han sido estimadas en un 30% de la deformación total a las 24 horas.

Para poder comparar el modelo con el comportamiento del suelo durante la etapa de deformación asociada a flujo se ha utilizado una "superficie de estado" establecida para el intervalo de tiempo que dura el flujo de aire. Este intervalo de tiempo se ha fijado en 5 minutos aunque por los resultados obtenidos en el modelo podría haberse tomado un tiempo inferior (2 minutos). De esta manera se ha reducido el efecto de la fluencia en las superficies de estado de la porosidad que son introducidas en el modelo teórico como datos de partida.

Por otra parte se ha comprobado que el valor de la permeabilidad del aire obtenido por la expresión (6.2) origina velocidades de disipación de presiones demasiado grandes. Por lo tanto se ha modificado dicha expresión en el modelo para obtener permeabilidades del aire más bajas, acordes con los resultados experimentales. El valor de la permeabilidad usada

es sin embargo compatible con la dispersión de los resultados experimentales en los que se basa la expresión (6.2).

Con las correcciones anteriores el modelo teórico desarrollado predice con suficiente exactitud la magnitud de la deformación instantánea y la evolución de la deformación asociada a flujo.

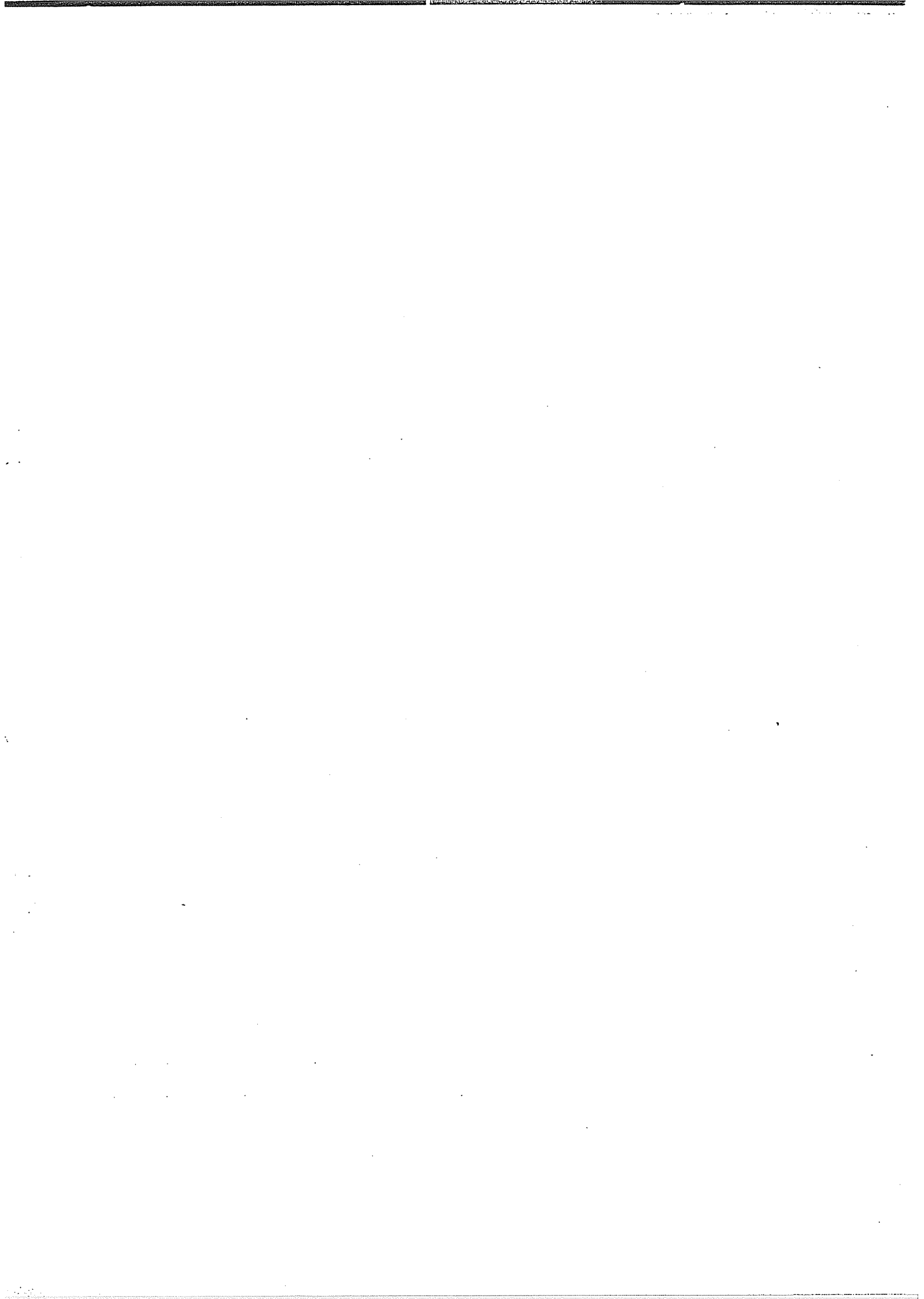
La evolución de las presiones de aire y agua en el suelo, proporcionada por el modelo es análoga a la descrita en el Capítulo V para el caso de consolidación con succión controlada en los bordes. Aunque las condiciones de contorno sean diferentes en este caso cabe distinguir también, después de las variaciones instantáneas no drenadas, una etapa rápida de disipación de presión de aire y una más lenta (en este caso muy influenciada por la presencia de la piedra porosa) en la que se disipa el exceso de presión de agua y la succión vuelve a su valor original. Durante esta última etapa se desarrollan simultáneamente las deformaciones debidas a fluencia que no son recogidas por el modelo.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y LINEAS DE INVESTIGACION ABIERTAS.

1.- CONCLUSIONES.

2.- LINEAS DE INVESTIGACION ABIERTAS.



1.- CONCLUSIONES.

Aunque al final de cada capítulo se han recogido las conclusiones a las que se ha llegado tras el análisis de cada uno de ellos, aquí se realiza una síntesis y coordinación de las mismas, junto con las aportaciones principales del trabajo realizado.

- En el capítulo II se ha puesto de manifiesto la inexistencia de un modelo de deformación del suelo no saturado, en condiciones de drenaje o sin él, que tuviera en cuenta las profundas no linealidades del suelo no saturado.
No son adecuados aquellos modelos que hacen uso de algún tipo de tensión efectiva ni los que linealizan de alguna forma el comportamiento del suelo.

- Se ha planteado con generalidad el problema de la deformación del suelo asociada al flujo de aire y agua (partiendo de las ecuaciones de continuidad de ambos fluidos y de las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo. Se ha desarrollado un modelo para el comportamiento del suelo en condiciones de carga sin deformación lateral y flujo unidireccional. Para resolver numéricamente el problema se ha utilizado el método de Galerkin para transformar las ecuaciones diferenciales del flujo de aire y agua en ecuaciones integrales donde es aplicable el método de los elementos finitos. Se ha utilizado una discretización parcial del problema de forma que las variaciones espaciales de las presiones de aire y agua se resuelven mediante una formulación en elementos finitos y las variaciones temporales mediante una formulación en diferencias finitas.

Este modelo tiene en cuenta el comportamiento conjunto hinchamiento colapso y los cambios de rigidez y saturación del suelo a través de la utilización de las superficies de estado del índice de poros y grado de saturación. Por otra parte admite la profunda variación de la permeabilidad del aire y del agua con el grado de saturación y estado de deformación del suelo.

Las limitaciones propias del modelo además de las derivadas de su carácter unidimensional, son las de no tener en cuenta la fluencia del suelo y las derivadas de suponer la unicidad de las superficies de estado, lo cual, es válido en principio tan solo para cambios monótonos de deformación y saturación.

- Se ha desarrollado un método de cálculo de las presiones de aire y agua tras la aplicación de una carga no drenada. Este método se basa en la compatibilización de las deformaciones y cambios en los grados de saturación producidos al cambiar las presiones del agua y del aire con los cambios en las superficies de estado correspondientes, debidos a cambios en el estado tensional del suelo. El modelo asimismo tiene en cuenta las no linealidades del suelo y es válido para incrementos de carga de cualquier magnitud, en cualquier estado inicial del suelo.

La aplicación del modelo correspondiente a la deformación debida a carga en condiciones no drenadas a un suelo en distintos estados de saturación iniciales ha conducido a las siguientes conclusiones:

- a) La deformabilidad del suelo depende de la magnitud relativa de las deformabilidades del esqueleto sólido y de la mezcla aire agua. Para el suelo estudiado y grados de saturación mayores que 0,9 la deformabilidad del suelo está regida por la deformabilidad de la mezcla aire-agua, para grados de saturación menores que 0,65 la deformabilidad está regida por la del esqueleto sólido pero en el intervalo comprendido entre los grados de saturación citados, la deformabilidad depende del comportamiento de la mezcla aire agua y del comportamiento del suelo, sin que se pueda realizar ninguna simplificación para su estudio.
- b) Existe un grado de saturación inicial que hace máximas las deformaciones y los cambios en el grado de saturación (para suelos muy secos el esqueleto es más rígido a medida que disminuye el grado de saturación y para suelos próximos a la saturación la mezcla aire agua es más rígida a medida que aumenta el grado de saturación).
- c) Los incrementos de presión de aire y agua relativos al aumento de presión exterior disminuyen rápidamente al disminuir el grado de saturación del suelo. Estos incrementos son parecidos en un amplio intervalo del grado de saturación inicial (para el suelo estudiado $\Delta P_a/\Delta P_w > 0.8$ para grados de saturación iniciales mayores que 0.7).

d) Los incrementos de carga en condiciones no drenadas conducen a disminuciones en la succión del suelo. La magnitud de estas disminuciones depende de los valores relativos de la rigidez del suelo y de los cambios del grado de saturación al cambiar el estado tensional. Para un suelo muy seco y con una carga previa importante las disminuciones de succión pueden llegar a ser nulas.

- Se ha aplicado el modelo en condiciones drenadas y no drenadas a una serie de casos típicos de la mecánica del suelo parcialmente saturado; del análisis de los resultados pueden extraerse las siguientes conclusiones:

e) Los resultados obtenidos con el modelo para el caso de suelo saturado (tratándolo como caso particular de suelo parcialmente saturado) están de acuerdo con los obtenidos según la teoría no lineal de Poskitt (1969).

f) Se ha estudiado el comportamiento del suelo, cuando el agua se infiltra en él a través de su superficie. La deformación asociada puede ser de hinchamiento o de colapso, según el valor de la carga aplicada.

g) El comportamiento del suelo tras la aplicación de una carga en un suelo con la succión fijada en sus bordes puede descomponerse en tres etapas. Una primera etapa correspondiente a la aplicación instantánea de la carga en la que la succión disminuye en mayor o menor grado según el estado de saturación y

rigidez del suelo. Posteriormente en una segunda - etapa se disipa la presión del aire, con cambios pequeños en la succión y por último en una tercera etapa, el exceso de presión de agua que resta en el suelo tras la segunda etapa se disipa y la succión vuelve a ser la inicial. Las deformaciones durante la primera etapa son de gran importancia (para el suelo estudiado son mayores que las deformaciones en la segunda etapa, para grados de saturación menores que 0.85). La segunda etapa está regida fundamentalmente por la permeabilidad del aire y por lo tanto es mucho más rápida, salvo para suelos próximos a la saturación, que la tercera regida por la permeabilidad del agua.

- Se ha adaptado el modelo para resolver el problema de la acumulación de sucesivas capas de suelo durante la construcción de un terraplén. De la evaluación de las presiones y deformaciones resultantes se desprende:

- h) El valor de las deformaciones drenadas durante la acumulación de capas es menor que el de las deformaciones no drenadas. El valor de las deformaciones drenadas durante la construcción del terraplén tiene un máximo para un grado de saturación próximo a 0,85, en el suelo objeto de estudio.
- i) Si el suelo está inicialmente muy seco ($S_r < 0,77$) los asientos instantáneos serán apreciables y la disipación de presiones durante la construcción muy rápida. Para grados de saturación intermedios (del orden de

0.82) los asientos instantáneos son algo menores ya que la mezcla aire agua es más rígida. La disipación de presiones es grande durante las primeras etapas del proceso, sin embargo a medida que este avanza pierde importancia debido al aumento de la altura del suelo y a que por la acción del peso, el grado de saturación ha ascendido por encima del correspondiente a la oclusión del aire. Si el grado de saturación esta por encima de 0,87 la disipación de presión y los asientos son pequeños durante la construcción. El tener en cuenta la posibilidad de drenaje en sentido horizontal haria variar lo establecido anteriormente en el sentido de facilitar la disipación de presiones durante la construcción. Asimismo hay que señalar que los grados de saturación mencionados son únicamente un orden de magnitud válido para el suelo estudiado. Sin embargo el estudio pone de manifiesto la existencia de unos grados de saturación "críticos" que separan intervalos donde predomina un tipo de comportamiento determinado.

- Se ha adaptado también el modelo al estudio de la infiltración del agua en un suelo con deformación nula en sus extremos. Se ha comprobado que el comportamiento del suelo varía según la profundidad a la que se encuentre respecto a la superficie por donde se infiltra el agua.

Los puntos próximos a la superficie experimentan inicialmente un aumento de volumen que se va reduciendo a medida que avanza el proceso mientras que en los puntos más alejados se produce inicialmente una disminución de volumen. Esto hace que durante el proceso las distintas variables cambien

de valor dentro de amplios límites debido a la fuerte interconexión existente entre todas ellas y a su profunda no linealidad.

- Por otra parte, se ha determinado en laboratorio y para un suelo en concreto aquellos parámetros que definen las distintas leyes que deben ser incorporadas como datos de partida al modelo realizado. Para ello se ha desarrollado un aparato especialmente destinado a la obtención experimental de las superficies de estado. De la labor experimental realizada cabe deducirse:

j) Las variaciones de la permeabilidad con el índice de poros y grado de saturación del aire, pueden establecerse siguiendo el método de Yoshimi and Osterberg (1963). Sin embargo cuando el grado de saturación está por encima de 0,85 se hace muy difícil medir con precisión la permeabilidad del aire, debido a su valor extremadamente bajo.

k) La variación de la permeabilidad del agua con el índice de poros puede formularse a través de la relación establecida por Lambe and Whitman (1968).

l) A través de la técnica experimental seguida se ha conseguido una buena definición de la superficie de estado de la porosidad. Para la superficie de estado del grado de saturación la dispersión de los resultados ha sido mayor.

Para la definición de la variación de la permeabilidad del agua con el grado de saturación no se ha rea-

lizado ningún tipo de ensayo. Se ha utilizado una función, dada por puntos, que según Bear (1972) se ajusta suficientemente bien a suelos con granulometría uniforme.

- A la vista de los resultados relativos a las superficies de estado, se han ensayado varios tipos de ecuaciones analíticas para representarlas. Las siguientes ecuaciones se ajustan bien a los resultados medidos en el presente trabajo y a los publicados por Matyas and Radhakrishna (1968):

$$e = e_0 + a (\sigma - P_a) + b \log (P_a - P_w) + c (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w)$$

$$S_r = S_{r_0} + d (\sigma - P_a) + f \log (P_a - P_w) + g (\sigma - P_a) \log (P_a - P_w)$$

El valor de las constantes S_{r_0} , G_0 , a , b , c , etc. puede establecerse en cada caso mediante un ajuste por mínimos cuadrados.

El empleo de las ecuaciones anteriores permite reducir substancialmente el número de ensayos a realizar para la determinación de las superficies de estado.

- Por último la comparación de los resultados medidos con los predichos por el modelo permite comprobar la validez del mismo si se tienen en cuenta las deformaciones debidas a fluencia.

2.- LINEAS DE INVESTIGACION ABIERTAS.

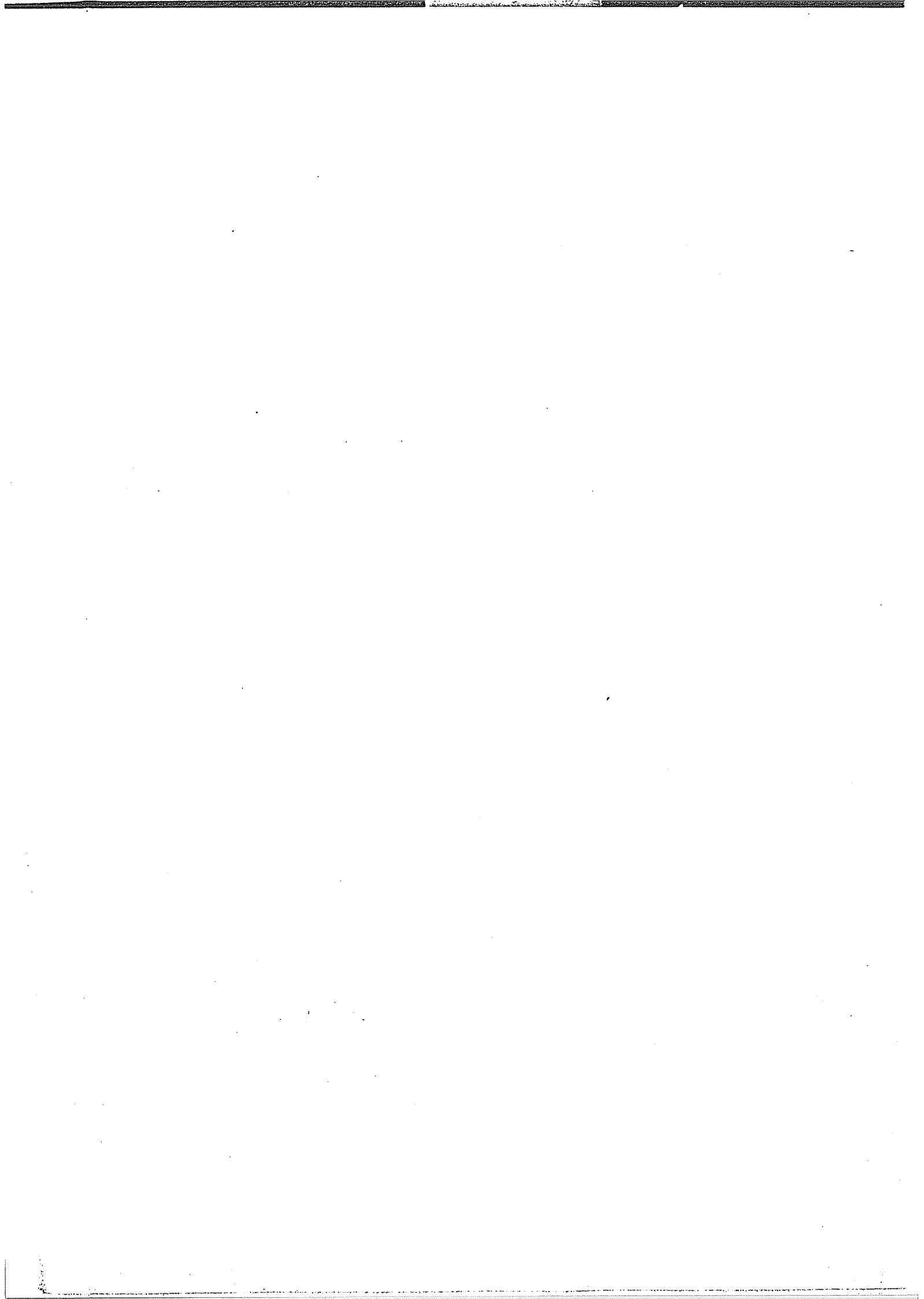
El trabajo realizado puede ser ampliado introduciendo en el modelo realizado el flujo debido a gradientes térmicos y la fluencia del suelo. El flujo debido a gradientes térmicos podría introducirse en el modelo mediante el acoplamiento de la ecuación de transporte de calor y la adición de los términos debidos a gradientes térmicos en las ecuaciones de continuidad del agua y aire. Para la fluencia sería necesario elaborar un modelo reológico análogo a los existentes para suelo saturado que tuviera en cuenta la variación de los parámetros viscosos del suelo con el grado de saturación del mismo.

Sin embargo, el máximo interés se centra en la elaboración de un modelo análogo para estados bidimensionales y tridimensionales. Para ello es necesario elaborar unas ecuaciones constitutivas que relacionen los cambios de deformación y saturación con los cambios de tensión del suelo. Dado el carácter marcadamente no lineal del suelo no saturado, no parecen adecuados modelos que se basen en la teoría de la elasticidad. Sería necesario incorporar en el modelo tenso-deformacional el comportamiento no lineal y plástico del suelo. En principio podría ser adecuado un modelo en el cual las superficies de fluencia del suelo dependieran además del desviador y de la presión media referida a la presión del aire del valor de la succión del suelo.

La elaboración de las ecuaciones constitutivas necesarias para este modelo bidimensional exigiría la ejecución de ensayos , predominantemente de corte triaxial, en los cuales

debería controlarse la succión del suelo y medirse adecuadamente el cambio de volumen y la saturación del mismo.

BIBLIOGRAFIA



Abelev, M.Y. (1975).-"Compacting loess soils in the U.S.S.R.". Symposium on ground treatment by deep compaction. Geotechnique. 25. No 1 79-82.

Ahlberg, J.H., Nilson, E.N. and Walsh, J.L. (1967).-"The theory of splines and their applications". New York: Academic Press.

Akai, K., Ohnishi, Y., Murakami, T. (1979).-" Coupled stress flow analysis in saturated-unsaturated medium by finite element method". 3d. Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. Aachen. 241-249.

Aitchison, G.D. (1960).-"Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils", in Conf. on pore pressure and suction in soils. 47-52. London: Butterworths.

Aitchison, G.D. (1965).-" Discussion in Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Montreal. Vol 3. 318-321.

Aitchison, G.D., Russam, K. and Richards, B.G. (1965).-"Statement of the Review Panel. Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils". en Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. 7-22. Sydney : Butterworths.

22 Aitchison, G.D. and Woodburn, J.A. (1969).-"Soil suction foundation design". Proc. 7th. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Mexico. Vol 2. 1-8.

- Barden, L. (1965). - "Consolidation of compacted and unsaturated clays". *Geotechnique*. 15. No 3. 267-286.
- Barden, L., Madedor, A.O. and Sides, G.R. (1969). - "Volume change characteristics of unsaturated clays". *J. Soil Mech. Fdns Div. A.S.C.E.* 95. SM1. 33-51
- Barends, F.B.J. (1979). - "The compressibility of an air-water mixture in a porous media". *L.G.M. Mededelingen*. 20. No 2. 49-66
- Barends, F.B.J. (1980). - "Nonlinearity in groundwater flow". *L.G.M. Mededelingen*. 21. No 1. 2-120.
- Barrow, G.M. (1961). - "Physical Chemistry". New York: Mc. Graw-Hill.
- Bear, J. (1972). - "Dynamics of fluid flow in porous media". Amsterdam: Elsevier.
- Bishop, A.W. (1959). - "The principle of effective stress". *Teknik Ukeblad*. 39. 859-863.
- Bishop, A.W. and Blight, G.E. (1963). - "Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils". *Geotechnique*. 13. No 3. 177-197.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961). - "The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus". *Proc. 5th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Paris*. Vol 1. 13-21
- Bishop, A.W. and Eldin, G. (1950). - "Undrained triaxial test on saturated sands and their significance in the general theory

of shear strength". *Geotechnique*. 2. N°1. 13-22

Bishop, A.W. and Henkel, D.J. (1962). - "The measurement of soil properties in the triaxial test". London: Edward Arnold.

Bishop, A.W., Kennard, M.F. and Penman, A.D.M. (1961). - "Pore pressure observations at Selset dam". en Conf. on pore pressure and suction in soils. 91-102. London: Butterworths.

Black, D.K. and Lee, K.L. (1973). - "Saturating laboratory samples by back pressure". *J. Soil Mech. Fds. Div. A.S.C.E.* 99. SM1. 75-93

Blaser, H.D. and Arulanandan, K. (1973). - "Expansion of soils containing sodium sulfate". *Proc. 3d. Int Conf. on Expansive Soils. Vol 1.* 13-16.

Blight, G.E. (1965). - "A study of effective stresses for volume change" en *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas.* 259-269. Sydney: Butterworths.

Blight, G.E. (1971). - "Flow of air through soils". *J. Soil Mech. and Fdns. Div. A.S.C.E.* 97. SM4. 607-624.

Bodman, G.B. and Coleman, E.A. (1943). - "Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils". *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* N°8. 116-122.

Bolt, G.H. (1956). - "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays". *Geotechnique*. 6. N°2. 186-193.

Brackley, I. J. A. (1971). - "Partial collapse in unsaturated expansive clays". Proc. 5th Reg. Conf. Soil Mech. South Africa. 23-30.

Brackley, I. J. A. (1973). - "Swell pressure and free swell in a compacted clay". 3d. Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. Vol 1. 169-176.

Brackley, I. J. A. (1975). - "A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour". 6th. Regional Conf for Africa on Soil Mech. Found. Eng. Durban. 71-79

Burland, J. B. (1965). - "Some aspects of mechanical behaviour of partly saturated soils". in Moisture equilibria and moisture changes in soil beneath covered areas. 270-278. Sydney: Butterworths.

Casteleiro, M. (1975). - "Mathematical model of one-dimensional consolidation and desiccation of dredged materials", Ph.D. Thesis. Northwestern University.

Cavoundis, S. and Hoëg, K. (1977). - "Consolidation during construction of earth dams". J. Geotech. Engng. Div. A.S.C.E. 103. GT10. 1055-1067.

Chen, F. H. (1973). - "The basic physical property of expansive soils" 3d. Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. Vol 1 . 17-26 .

Chen, F. H. (1975). - "Foundations on Expansive Soils". Developments in Geotechnical Engineering. Vol 12. Amsterdam: Elsevier.

- Cheung Y.K. and Tham, L.G. (1979). - "Time -space finite elements for unsaturated flow through porous media". 3d. Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. Aachen. 251-256.
- Coleman, J.D. (1962). - "Stress strain relations for partly saturated soil". Correspondence. Geotechnique. 12. Nº4, 348-350.
- Coumoulios, D.G. and Koryalos, T.P. (1979). - "Performance of the clay core of a large embankment dam during construction". en Clay Fills. Institution of Civil Engineers, London: The Burlington Press.
- Croney, D. and Coleman, J.D. (1960). - "Pore pressure and suction in soil". en Conf. on Pore-pressure and Suction in Soils. 31-37. London: Butterworths.
- Custodio, E. y Llamas, M.R. (1976): "Hidrologia Subterránea". Barcelona: Ed. Omega.
- Dakshanamurthy, V. and Fredlund, D.G. (1980). - "Moisture and air flow in an unsaturated soil". Proc. 4th. Int Conf. on Expansive Soils. Denver. Vol 1. 514-532
- Davis, E.H. and Raymond, G.P. (1965). - "A non-linear theory of consolidation". Geotechnique. 15. Nº2, 161-163.
- Desai, C.S. (1971). - "Nonlinear analysis using spline functions". J. Soil Mech. Fdns. Div. A.S.C.E. 97. SM10. 1461-1480.
- De Wet, J.A. (1965). - "A formulation for three-dimensional mois-

ture movement in a partially saturated soil".en Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas.33-38.Sydney:Butterworths.

Dudley,J.H.(1970).-"Review of collapsing soils".J.Soil Mech. Fdns.Div. A.S.C.E. 96. SM3.925-947.

Eisenstein,Z.and Law,S.T.C.(1977).-"Analysis of consolidation behaviour of Mica dam".J.Geoth. Eng. Div.A.S.C.E.103.GT8. 879-895.

Escario,V.(1967).-"Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tension".International Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Road Pavements;Working Group under the auspices of O.C.D.E.Madrid Meeting.(De Escario y Saez(1973)).

Escario,V.y Saez,J.(1973).-"Medida de las propiedades de suelos expansivos y colapsibles bajo succion controlada".Boletin de la Soc. Esp. Mec. Suelo y Cim. Nº 6. 1-8.

Faraco,C.(1972).-"Estudio del colapso de la estructura de los limos yesiferos y su incidencia sobre las propiedades de los mismos".Tesis Doctoral.Universidad Politécnica de Madrid.

Franceschina,R.,Morel,G.,Quibel,A.,Chaigne,P.et Oczkowski,J. (1974).-"Compactage des terrassements".Rapport de recherche Nº 33. Laboratoires des Ponts et Chaussées. Paris.

Fredlund, D.G. (1970). - "Factores metodologicos del ensayo edometrico en la presion de hinchamiento de los suelos". 2º Congreso Arcillas Expansivas. (Publicado en el Boletin de la Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cim. Nº 38. (1979). 11-13.)

Fredlund, D.G. (1975) - " A diffused air volume indicator for unsaturated soils". Can Geotech. J. 12. Nº 4. 533-539.

Fredlund, D.G. (1976). - "Density and compressibility characteristics of an air-water mixtures". Can Geotech. J. 13. Nº 4. 386-396.

Fredlund, D.G. (1979). - "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils". Can. Geotech. J. 16. Nº 1. 121-139.

Fredlund, D.G. and Hasan, J.U. (1979). - "One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils". Can Geotech. J. 16. Nº 3. 521-531.

Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1976). - "Constitutive relations for volume change in unsaturated soils". Can. Geotech. J. 13. Nº 3. 261-276.

Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1977). - "Stress state variables for unsaturated soils". J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103. GT5. 447-466.

Gardner, W.R. (1960). - "Soil suction and water movement". Conf. on Pore pressure and suction in soils. 137-140. London: Butterworths

Gibbs, H.J., Hilf, J.W., Holtz, W.G. and Walker, F.C. (1960). - "Shear strength of cohesive soils". Research Conf. on shear strength of cohesive soils. Boulder. Colorado. 33-162.

Gibson, R.E., England, G.L. and Hussey, M.J.L. (1967). - "The theory of onedimensional consolidation of saturated clays". Geotechnique. 17. No 3. 261-273.

Hasan, J.U. and Fredlund, D.G. (1980). - "Pore pressure parameters for unsaturated soils". Can Geotech. J. 17. No 3. 395-404.

Hilf, J.W. (1956). - "An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils". Ph.D. Thesis. Denver. Technical Memorandum 654. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation.

Houpeurt, A. (1974). - "Mecanique des fluides dans les milieux poreux, critiques et recherches". Paris: Editions Technip.

Irmay, S. (1954). - "On the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Trans. Amer. Geophys. Union. 35. 463-468.

Jennings, J.E.B. and Burland, J.B. (1962). - "Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils". Geotechnique. 12. No 2. 125-144

Jimenez Salas, J.A. (1958). - "Compacted Clay: Engineering behaviour. Discussion". J. Soil Mech. Fdns. Div. A.S.C.E. 84. SM5.746-753.

- Jimenez Salas, J.A., Justo Alpañes, J.L., Romana, M. y Faraco, C.
 (1973).-"Colapso de limos y arcillas yesiferos de baja plasticidad en climas aridos y semi-aridos". 8th. Int Conf. Soil Mech. and Fdns. Eng. Moscú. 193-199. (Publicado en Boletin Soc. Esp. Mec. del Suelo y Cim. Nº 11. 13-20).
- Jimenez Salas, J.A. and Serratosa, J.M. (1953).-"Compressibility of clays". Proc. 3d. Int. Conf. Soil Mech. and Fdns Eng. Zurich Vol 1. 192-198.
- Kirkham, D. and Powers, W.L. (1972).-"Advanced Soil Physics". New York: John Wiley.
- Komornik, A., Livneh, M. and Smucha, S. (1980).-"Shear strength and swelling of clays under suction". Proc. 4th. Conf. Expansive Soils. Denver. Vol. 1. 206-226.
- Koning, H.L. (1963).-"Some observations on the modulus of compressibility of water". Conf. Settlement and compressibility of soils. Wiesbaden.
- Kovacs, G. (1981).-"Seepage Hydraulics". Amsterdam: Elsevier.
- Lambe, T.W. (1958).-"Compacted clays: Engineering behaviour". J. Soil Mech. Fdns. Div. A.S.C.E. 84. SM5. 718-741.
- Lambe, T.W. (1960).-"Discussion: Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils". Research Conf. on Shear Strength of cohesive soils. Boulder. Colorado. 1094-1096.

Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1968). - "Soil Mechanics". New York: John Wiley.

Lee, I.K., Lawson, J.D. and Donald I.B. (1968). - "Flow of water in saturated soil and rockfill" en "Soil Mechanics Selected Topics". London: Butterworths.

Lewis, R.W., Roberts, G.K. and Zienkiewicz, D.C. (1976). - "A non-linear flow and deformation analysis of consolidated problems". 2d. Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. A.S.C.E. Vol 2. 1106-1118.

Lopez Corral, A.M. (1978). - "Fenómenos de colapso: descripción". Boletín de la Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cim. Nº 32. 3-17.

Lloret, A., Fenollosa, J., Casanovas, J. y Alonso, E. (1979). - "Estudio experimental del fenómeno del colapso e hinchamiento en terrenos no saturados y cementados del Plá del Vendrell. Publicación GT08, E.T.S.I.C.C.P. Barcelona.

Magnan, J.P. and Dang, M.T. (1977). - "Theoretical and experimental analysis of the compressibility of pore fluid in nearly saturated clayey soil". Int. Symposium on soft. clay. Bangkok. 675.689.

Magnan, J.P., Baghery, S., Brucy, M. et Tavenas, F. (1979). - "Etude numerique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la permeabilité et de la compressibilité du sol, du fluage, et de la non-saturation". Bull. Liason Lab. Ponts et Chaussées. 103. 83-94.

- Martin Viñas, J. (1973). - "Hinchamiento de los suelos por la presencia de sulfato sódico y otras sales solubles en general". Boletín de la Soc. Esp. de Mec. del Suelo y Cim. Nº 6. 59-69.
- Matyas, E. L. and Radhakrishna, H. S. (1968). - "Volume Change Characteristics of partially saturated soils". Geotechnique. 18. Nº 4. 432-448.
- Means, R. E. and Parcher, J. V. (1963). - "Physical properties of soils". Columbus: Charles E. Merrill
- Moore, P. J. and Millar, D. V. (1971). - "The collapse of sands upon saturation". Proc. 1st. Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics. Melbourne. 54-60.
- Morel-Seytoux, H. J. (1973). - "Two phase flows in porous media". en Advances in Hydrosience. Vol 9. New York: Academic Press.
- Mustafayev, A. A. and Chigniev, G. D. (1980). - "Rheology of swelling and deformation forecast". Proc. 4th. Int. Conf. on Expansive Soils. Denver. Vol 2. 769-780.
- Narasimhan, T. N. and Witherspoon, P. A. (1977). - "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 1, Theory". Water Resources Research. 13. Nº 3. 657-664.
- Naylor, D. J. and Jones, D. B. (1973). - "The prediction of settlement within broad layered fills". Technical note. Geotechnique. 23. Nº 4. 589-594.

Neuman, S.P. (1973). - "Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Elements", J. Hydraul. Div. A.S.C.E. 99. N°HY12, 2223-2290.

Olson, R.E. and Ladd, C.C. (1979). - "One dimensional consolidation problems". J. Geotech. Eng, Div. A.S.C.E. 105. N°GT1.11-30.

Owen, R.J. and Hinton, E. (1980). - "Finite elements in plasticity . Theory and practice". Swansea: Pineridge Press.

Penman, A.D.M. (1979). - "Construction pore pressures in two earth dams". en Clay Fills. Institution of Civil Engineers. London: The Burlington Press.

Philip, J.R. (1969, a). - "Moisture equilibrium in the vertical in swelling soils. I Basic theory and II Applications". Aust. J. Soil Res. 7. 99-141.

Philip, J.R. (1969, b). - "Theory of infiltration" en Advances in Hydrosience. Vol 5. New York: Academic Press.

Philip, J.R. and De Vries, D.A. (1957). - "Moisture movement in porous materials under temperature gradients". Trans. of the Am. Geophysical. Union. 38. 222-232.

Poskitt, T.J. (1969). - "The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility". Geotechnique. 19. N°2. 234-252.

Raudkivi, A.J. and Van U'u, N. (1976). - "Soil moisture movement by temperature gradient". J. Geotech. Eng. Div. A.S.C.E. 102. GT12, 1225-1244.

- Ravina, I. (1973). - "Swelling of clays, mineralogical composition and micro structure". Proc. of 3d. Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. Vol 1. 61-64.
- Richards, B.G. (1965). - "An analysis of subgrade conditions at the Horsham experimental road site using the two-dimensional diffusion equation on a high speed digital computer". En Mois ture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. 243-258. Sydney: Butterworths.
- Richards, B.G. (1972). - "Transient behaviour of saturated and un saturated soils under changing load and moisture conditions". Div of Appl. Geomechanics. Tech. Paper. No 16. C.S.I.R.O.
- Richards, B.G. (1974). - "Behaviour of unsaturated soils" en Soil Mechanics New Horizons". Ed. I.K. Lee. London: Newnes-Butterworths.
- Richards, B.G. and Chan, C.Y. (1969). - "Prediction of pore pressures in earth dams". Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. And Fdns Eng. Mexico. Vol 2. 355-362.
- Rowe, P.W. and Barden, L. (1966). - "A new consolidation cell". Geotechnique. 16. No 1. 162-170.
- Sandhu, R.S. (1981). - "Finite element analysis of coupled deformation and fluid flow in porous media". N.A.T.O. Advanced Study Institute on Numerical Methods in Geomechanics. Vime ro. Portugal.

- Sankaran, K.S. and Venkateshwar, D. (1973). - "A microscopic model of expansive clay". 3d. Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. Vol 1. 65-71
- Scott, R.F. (1963). - "Principles of Soil mechanics". Massachusetts: Addison-Wesley
- Seed, H.B. and Chan, C.K. (1959). - "Structure and strength characteristics of compacted clays". J. Soil Mech. Fdns. Div. A.S.C.E. 85. SM5. 87-128.
- Skempton, A.W. (1954). - "The pore pressure coefficients, A and B". Geotechnique. 4. No 4. 143-147.
- Skempton, A.W. and Northey, R.D. (1952). - "The sensitivity of clays". Geotechnique. 3. No 1. 30-53.
- Smith, I.M. and Hobbs, R. (1976). - "Biot analysis of consolidation beneath embankments". Geotechnique. 26. No 1. 149-171.
- Sokolov, M. and Amir, J.M. (1973). - "Moisture distribution in covered clays". Proc. 3d. Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. Vol 1. 129-136.
- Sophocleous, M. (1979). - "Analysis of water and heat flow in unsaturated-saturated porous media". Water Resources Research. 15. No 5. 1195-1206.
- Subcommittee on program documentation of the Committee on computer applications of the Soil Mech. and Fdns. Div. A.S.C.E. (1973). - "Engineering computer program documentation standards". J.

Soil Mech. and Fdns. Div. A.S.C.E. 99. SM3.249-266.

Schuurman, I.R. (1966). - "The compressibility of an air water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures". Geotechnique. 16. No 4. 269-281.

Stepkowska, E.T. (1980). - "Study in physical theory of expansiveness in clays". Proc. of 4th Int. Conf. on Expansive Soils. Denver. Vol 1. 136-157.

Terzaghi, K., (1943). - "Theoretical Soil Mechanics". New York: John Wiley.

Uzan, J. (1976). - "Analysis of swelling soil column infiltration test". Technical notes. J. Geotech. Eng. Div. A.S.C.E. 102. GT9. 1014-1018.

Vachaud, G., Gaudet, J.P. and Kuraz, V. (1974). - "Air and water flow during ponded infiltration in a vertical bounded column of soil". J. of Hydrology. No 1-2

Verbrugge, J.C. (1978). - "Emploi d'une methode psychrometrique dans des essais triaxiaux sur limon remainé non saturé". Can. Geotech. J. 15. 501-509.

Verruijt, A. (1969). - "Elastic storage of aquifers". in Flow through porous media. London: Acc. Press.

Wiebe, H.H., Campbell, G.S., Gardner, W.H., Rawlins, S.L., Cary, J.W. and Brown, R.W. (1971). - "Measurement of plant and soil water status". Utha Agricultural Experiment Station. Bulletin 484.

Whittaker, E.T. and Robinson, G. (1944). - "The calculus of observations". New York: D. Van Nostrand Co.

Wong, H.Y. and Yong, R.N. (1973). - "A study of swelling and swelling force during unsaturated flow in expansive soils". Proc. 3d. Int. Conf. on Expansive Soils. Haifa. Vol 1. 143-151.

Wood, D.M. (1979). - "The behaviour of partly saturated soils: a review". C.U.E.D./D-Soils/TR 69. University of Cambridge.

Yoshimi, Y. and Osterberg, J.O. (1963). - "Compression of partially saturated cohesive soils". J. Soil Mech. Fdns. Div. A.S.C.E. 89. SM4.1-24

Zienkiewicz, O.C. (1977). - "The finite element method". New York: Mac Graw-Hill.





**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE
BARCELONA**

Tesis Doctoral

**Comportamiento deformacional del
suelo no saturado bajo condiciones
drenadas y no drenadas**

Apéndice

ANTONIO LLORET MORANCHO

APENDICE

DOCUMENTACION DEL PROGRAMA DE CALCULO

UTILIZADO

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

I N D I C E

I.	IDENTIFICACION DEL PROGRAMA	1
II.	DOCUMENTACION TECNICA	
	1. DESCRIPCION DEL PROBLEMA	2
	2. METODO DE SOLUCION DEL PROBLEMA	2
	3. CAPACIDAD DEL PROGRAMA	2
	4. ENTRADA DE DATOS	3
	5. OPCIONES DEL PROGRAMA	14
	6. SALIDA DE RESULTADOS	15
	7. ORGANIZACION GENERAL DEL PROGRAMA	17
III.	DOCUMENTACION DEL SISTEMA EMPLEADO	
	1. COMPUTADOR	44
	2. PERIFERICOS NECESARIOS	45
	3. ARCHIVOS UTILIZADOS	45
	4. LISTADO DE VARIABLES MAS IMPORTANTES	46
	5. MEMORIA UTILIZADA	56
IV.	DOCUMENTACION PARA OPERACION	
	1. INSTRUCCIONES Y MENSAJES PARA EL OPERADOR	57
	2. TARJETAS DE CONTROL	57
	3. TIEMPO DE EJECUCION	58
V.	EJEMPLO DE APLICACION	59
VI.	LISTADO	80
ANEXO1.	UTILIZACION DE "SPLINES" EN LA INTERPOLACION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO Y CURVA DE PERMEABILIDAD DEL AGUA - GRADO DE SATURACION	

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

ANEXO 2. "CONSOLIDATION OF UNSATURATED SOILS INCLUDING SWELLING
AND COLLAPSE BEHAVIOUR" .Geotechnique 30,nº4,pp 449-477.

ANEXO 3. LISTADOS DE LOS PROGRAMAS UTILIZADOS PARA RESOLVER
LOS CASOS DE CONSTRUCCION CAPA A CAPA Y SATURACION
CON DEFORMACION CONTROLADA.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

I. IDENTIFICACION DEL PROGRAMA :

1. TITULO : "CONSOLIDACION DE SUELO NO SATURADO"
2. CODIGO : "NOSAT-26"
3. AUTOR : A. LLORET
4. ORGANIZACION : DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DEL TERRENO
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE BARCE-
LONA. ESPAÑA.
5. FECHA : JUNIO 1982
6. LENGUAJE : FORTRAN IV
7. RESUMEN :

El programa calcula el estado de saturación y deformación de un suelo no saturado sometido a cargas o a cambios de succión exteriores resolviendo las ecuaciones de continuidad del flujo unidireccional acoplado del aire y del agua empleando la técnica de los elementos finitos. Se utiliza el concepto de "superficie de estado" (Matyas and Radhakrishna , 1968) y se tiene en cuenta la variación de permeabilidades del aire y del agua con el grado de saturación e índice de poros. El programa calcula también el estado de presiones de aire y agua en el suelo inmediatamente después de aplicada la carga (condiciones no drenadas).

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

II. DOCUMENTACION TECNICA

1 y 2. DESCRIPCION Y METODO DE SOLUCION DEL PROBLEMA

Toda la informacion al respecto se recoge en el volumen que contiene los capítulos III y IV del presente trabajo. Como Anexo 2 de este Apéndice se incluye el artículo "Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour". Publicado en Geotechnique(1980), donde se sintetiza parte de dicha información.

3. CAPACIDAD DEL PROGRAMA

El número máximo de elementos es de 10 (21 nodos). El número máximo de intervalos de tiempo es de 30. Para la convergencia de los resultados es necesario elegir el tamaño de los elementos y de los incrementos de tiempo de una manera conveniente. Aunque no se han encontrado reglas prácticas al respecto, de forma cualitativa puede decirse que debe reducirse el tamaño del elemento cuando las gradientes de presión sean grandes y por otra parte el tamaño de los intervalos de tiempo deberá reducirse si se reduce el tamaño de los elementos.

El número máximo de puntos del contorno donde se pueden fijar los valores de las presiones del aire y del agua es de 3. Asimismo, el número máximo de puntos donde se pueden fijar los flujos máxicos de aire y de agua es también de 3.

Las superficies de estado tanto para el grado de saturación como para la porosidad pueden darse mediante una malla de hasta

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

10x5 puntos base. La curva que relaciona la permeabilidad relativa del agua con el grado de saturación puede darse asimismo utilizando un máximo de 10 puntos base. La separación entre los puntos base puede ser arbitraria en cualquier caso. Si el número de puntos base para las curvas de estado es distinto de 7 en el eje de la tensión total menos la presión del aire se deberá cambiar el formato de escritura en la subrutina SPDAT.

El programa puede funcionar con cualquier sistema coherente de unidades, sin embargo se deberán cambiar los formatos de escritura si se opera con un sistema de unidades distinto del S.I.

4. ENTRADA DE DATOS

La entrada de datos se realiza mediante tarjetas con los formatos que se especifican a continuación.

4.1. TARJETA DE CONTROL

FORMATO : 7I5

Nº DE TARJETAS : 1

DISPOSICION :

1 NELEM 6 NNODE 11 NPOIN 16 NGAUS 21 NVFIX 26 NCONT 31 NTIEM 35

I5	I5	I5	I5	I5	I5	I5
----	----	----	----	----	----	----

NELEM = nº de elementos (10 como máximo)

NNODE = nº de nodos por elemento (debe ser siempre 3)

NPOIN = nº total de nodos del problema (21 como máximo)

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

NGAUS= Orden de la integraci3n num3rica por Gauss a usar (puede ser 2 3)
 NVFIX= N3 de puntos con presiones de aire prefijadas
 NCONT= N3 de puntos con flujos m3sicos de aire y agua fijados
 NTIEM= N3 de instantes de tiempo utilizados (30 como m3ximo)

4.2. TARJETAS DE DEFINICION DE LOS ELEMENTOS

FORMATO : 4I5

N3 TARJETAS : Una por cada elemento , (NELEM) en total.

DISPOSICION : LNODS (NUMEL, INODE)

1	NUMEL	6	11	16	20

NUMEL = Numeraci3n del elemento (1 a NELEM)

LNODS (NUMEL, INODE) = N3mero del nodo "INODE" (1 a 3) del elemento "NUMEL" .

4.3. TARJETAS DE COORDENADAS

FORMATO : I5, F10.5

N3 DE TARJETAS : Una por cada nodo no central (NELEM +1)

Se debe incluir siempre la tarjeta correspondiente al nodo de n3mero NPOIN como 3ltima tarjeta de las correspondientes a este grupo.

DISPOSICION :

1	IPOIN	6 COORD (I POIN)	15

IPOIN = N3mero del nodo

COORD (IPOIN) = Coordenada del punto IPOIN, en el sistema de coordenadas global elegido.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 B A R C E L O N A

4.4. TARJETAS DE VALOR DE LOS INSTANTES DE TIEMPO

FORMATO : F15.5

Nº TARJETA S : Una por cada instante de tiempo. (Desde 1 para el instante inicial a NTIEM para el instante final). Las tarjetas se dispondrán en orden de tiempos crecientes.

DISPOSICION :

1 TIEMP (ITTEM)	15
F 15.5	

ITTEM = Número del instante de tiempo

TIEMP(ITTEM) = Valor de tiempo en el instante ITTEM

4.5. TARJETA DE APROXIMACION EN LAS ITERACIONES

FORMATO : 2 F10.5, I5

Nº de TARJETAS : 1

DISPOSICION :

1 APRXA	11 APRXW	21 MAXIT 25			
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%; border: 1px solid black; text-align: center; padding: 5px;">F10.5</td> <td style="width: 33%; border: 1px solid black; text-align: center; padding: 5px;">F10.5</td> <td style="width: 33%; border: 1px solid black; text-align: center; padding: 5px;">I5</td> </tr> </table>			F10.5	F10.5	I5
F10.5	F10.5	I5			

APRXA = Diferencia máxima entre dos iteraciones para considerar que la presión del aire ha convergido.

APRXW = Idem. para el agua

MAXIT = Número máximo de iteraciones que se pueden llegar a realizar para cada instante de tiempo.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 B A R C E L O N A

4.6. TARJETA DE CONSTANTES FISICAS

FORMATO : F10.5, 2 E14.8, F10.5, E 14.8, E14.7 .

Nº de TARJETAS : 1

DISPOSICION :

1 G. 11 HENRY 25 BETA 39 PESPW 49 VISA 63 CW 76

F10.5	E14.8	E14.8	F10.5	E14.8	E14.7
-------	-------	-------	-------	-------	-------

G = Aceleración de la gravedad

HENRY = Constante de Henry

BETA = Compresibilidad del aire ($\beta = \rho_a / \rho_a$) ($L^{-2} T^2$)

PESPW = Peso específico del agua

VISA = Viscosidad del aire

CW = Compresibilidad del agua ($C_w = \frac{1}{V_w} \frac{dV_w}{dP_w}$) ($M^{-1} L T^2$). El signo de este parámetro será negativo.

4.7. PARAMETROS PARA CALCULAR LAS PERMEABILIDADES DEL AIRE Y DEL AGUA.

FORMATO : 4 E14.8

Nº DE TARJETAS : 1

DISPOSICION:

1 AA 15 BA 29 AW 43 BW 56

E14.8	E14.8	E.14.8	E14.8
-------	-------	--------	-------

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

La permeabilidad del agua se calcula como (Lambe and Whitman, 1968):

$$K_w = K_{rw} \cdot b_w \cdot a_w^e \quad (1)$$

Siendo K_w = permeabilidad del agua

K_{rw} = permeabilidad relativa del agua

e = índice de poros

a_w y b_w = coeficientes experimentales

La permeabilidad del aire se calcula como (Yoshimi and Osterberg, 1963):

$$K_a = \frac{b_a [e \cdot (1 - S_r)]^{a_a}}{\mu_a} \gamma_a \quad (2)$$

Siendo K_a = permeabilidad del aire

S_r = grado de saturación

μ_a = viscosidad del aire

γ_a = peso específico del aire

a_a y b_a = coeficientes experimentales.

$AA = a_a$ en (2), $BA = b_a$ en (2)

$AW = a_w$ en (1), $BW = b_w$ en (1)

4.8. TARJETAS DE CONDICIONES INICIALES

a) Tarjeta de existencia de carga inicial.

FORMATO : I2 , F10.2

Nº TARJETAS : 1

DISPOSICION :

1 ICERO	3 CARGAO	12
I2	F10.2	

ICERO : Parámetro que es negativo si existe carga inicial y que es positivo si no existe carga inicial. Si su valor absoluto es mayor que 1 se escribe el resultado en todas las iteraciones.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 B A R C E L O N A

CARGAO : Valor de la tensió total antes de la carga inicial, si no existe carga inicial (ICERO positivo) se deja en blanco.

b) Tarjetas de condiciones iniciales

FORMATO : (I5, 2F20.6)

Nº TARJETAS : Una para cada nodo (NPOIN en total)

DISPOSICION :

1	IPOIN	6 PAI(IPOIN)	26 PWI(IPOIN)45
I5	F20.6	F20.6	

IPOIN = Nº del nodo

PAI (IPON) = Valor de la presión inicial del aire en el nodo "IPOIN".

Si "ICERO" es negativo esta presión será la anterior a la aplicación de la carga. Si "ICERO" es positivo esta presión se tomará como presión inicial del proceso de consolidación.

PWI(IPOIN) = Idem para la presión del agua.

4.9. TARJETAS DE PRESIONES FIJADAS

FORMATO : I5, 2I1, 2F12.4

Nº DE TARJETAS : Para cada instante de tiempo distinto del primero se dispondrán tantas tarjetas como puntos con presiones fijadas. (NTIEM-1) * NVFIX en total . Las tarjetas se colocarán por orden de tiempo creciente.

DISPOSICION : IFPRE (...)

PRES (...)

1	NOFIX(IVFIX)	6	7	8	20	31
I5	I1	I1	F12.4	F12.4		

NOFIX(IVFIX). Número del nodo donde se fija alguna presión.

IFPRE(ITIEM, IVFIX, 1) = 0 si no se fija la presión de aire. 1 si se fija la presión de aire.

IFPRE(ITIEN, IVFIX, 2) = 0 si no se fija la presión del agua. 1 si se fija la presión del agua.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 B A R C E L O N A

PRESC(ITIEM,IVFIX,1) = Valor de la presi3n del aire fijada en el nodo "NOFIX(IVFIX)" para el instante ITIEM. Si IFPRE(ITIEM, IVFIX, 1) = 0, se puede dejar en blanco.

PRESC(ITIEM,IVFIX,2) = Valor de la presi3n del agua en el nodo "NOFIX (IVFIX)" en el instante ITIEM.

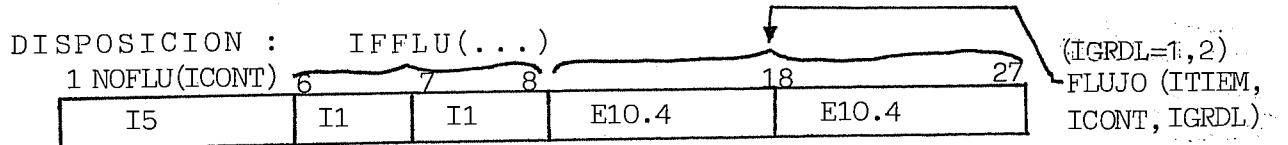
Si IFPRE (ITIEM, IVFIX,2) = 0, se puede dejar en blanco.

4.10. TARJETAS DE FLUJOS FIJADOS

FORMATO : I5, 2I1, 2E 10.4

Nº DE TARJETAS : Para cada int3rvalo entre dos instantes de tiempo se dispondr3n tantas tarjetas como puntos en los que se fije alg3n flujo. (NTIEM-1) * NCONT en total.

Las tarjetas se colocarn en orden de tiempo creciente. Si no se fija el flujo en ning3n punto (NCONT = 0) no se coloca ninguna tarjeta.



NOFLU (ICONT) = N3mero del nodo donde se fija alg3n flujo.

IFFLU (ITIEM, ICONT, 1) = 0 si no se fija el flujo de aire
 = 1 si se fija el flujo de aire

IFFLU (ITIEM, ICONT, 2) = 0 si no se fija la velocidad del agua
 = 1 si se fija la velocidad del agua.

FLUJO (ITIEM, ICONT, 1) = valor del flujo m3sico de aire fijado $[P_a (v_a + H v_w)]$

FLUJO (ITIEM, ICONT, 2) = valor de la velocidad del agua fijada (v_w)

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

4.11. TARJETA DEL VALOR DE LA TENSION EXTERIOR

FORMATO : F11.4

Nº DE TARJETAS : Una para cada instante de tiempo (NTIEM en total).
Se colocan en orden de tiempos crecientes.

DISPOSICION :

1	CARGA(ITIEM)	11
	F11.4	

CARGA (ITIEM)=Valor de la tensión externa total en el tiempo
"ITIEM". Esta presión es absoluta, o sea se de
be tener en cuenta el valor la presión atmosfé-
rica en cada caso.

4.12. TARJETAS DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO Y CURVA DE PERMEA-
BILIDAD DEL AGUA.

a) TARJETA DE CONTROL (1).

FORMATO : I5

Nº DE TARJETAS : 1

DISPOSICION :

1	NTIPO	5
	I5	

NTIPO : Número de funciones que se dan "por puntos" para su ma-
nejo empleando la técnica de las "splines". Siempre de-
be ser 3. (Superficie de estado del grado de Saturación
(ITIPO = 1); superficie de estado de la porosidad (ITIPO=2)
y curva de permeabilidad relativa del agua (ITIPO = 3).

b) TARJETA DE CONTROL (2).

FORMATO : 6I5

Nº DE TARJETAS : 1

DISPOSICION :

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

N(1,1) 6 N(1,2) 11 N(2,1) 16 N(2,2) 21 N(3,1) 26 N(3,2) 30

I5	I5	I5	I5	I5	I5
----	----	----	----	----	----

N(ITIPO, IDIRE) : Puntos base que se toman para la superficie ITIPO y en la direcció*n* IDIRE. Para las su*per*ficies de estado (ITIPO = 1 y 2) IDIRE = 1 corresponde al eje (carga exterior-presi*ón* del aire) y IDIRE = 2 al eje de la succi*ón*. Para la curva de la permeabilidad del agua N (3, 2) se tomará siempre 1, e IDIRE= 1 corresponde al eje del grado de saturaci*ón*.

c) TARJETAS DE DATOS DE LA SUPERFICIE DE ESTADO PARA EL GRADO DE SATURACION

c.1) TARJETAS DE COORDENADAS DE LOS PUNTOS BASE

FORMATO : F11.4

Nº DE TARJETAS : Una para cada punto base seg*ún* cada direcció*n*. Primero se colocarán las correspondientes aleje de la carga exterior menos la presi*ón* del aire y luego las del eje de la succi*ón*.

DISPOSICION : (N (1,1) + N (1,2), en total).

1PCOOR(1, ISITU, IDIRE) 11

F11.4

PCOOR(1, , ISITU, IDIRE) = Valor de la coordenada del punto base ISITU en la direcció*n* del eje IDIRE. de la superficie de estado correspondien*te* a la porosidad.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

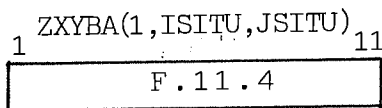
C.2) TARJETAS DEL VALOR DE LA SATURACION EN LOS PUNTOS BASE

FORMATO : F11.4

Nº DE TARJETAS : Una para cada uno de los puntos base.

(N (1,1) X N(1.2) en total). Se colocan en orden creciente según la succión para cada carga exterior menos presión del aire.

DISPOSICION :



$ZXYBA(1, ISITU, JSITU)$ = Valor del grado de saturación en el punto base ISITU según el eje de la carga exterior menos la presión del aire y JSITU según el eje de la succión.

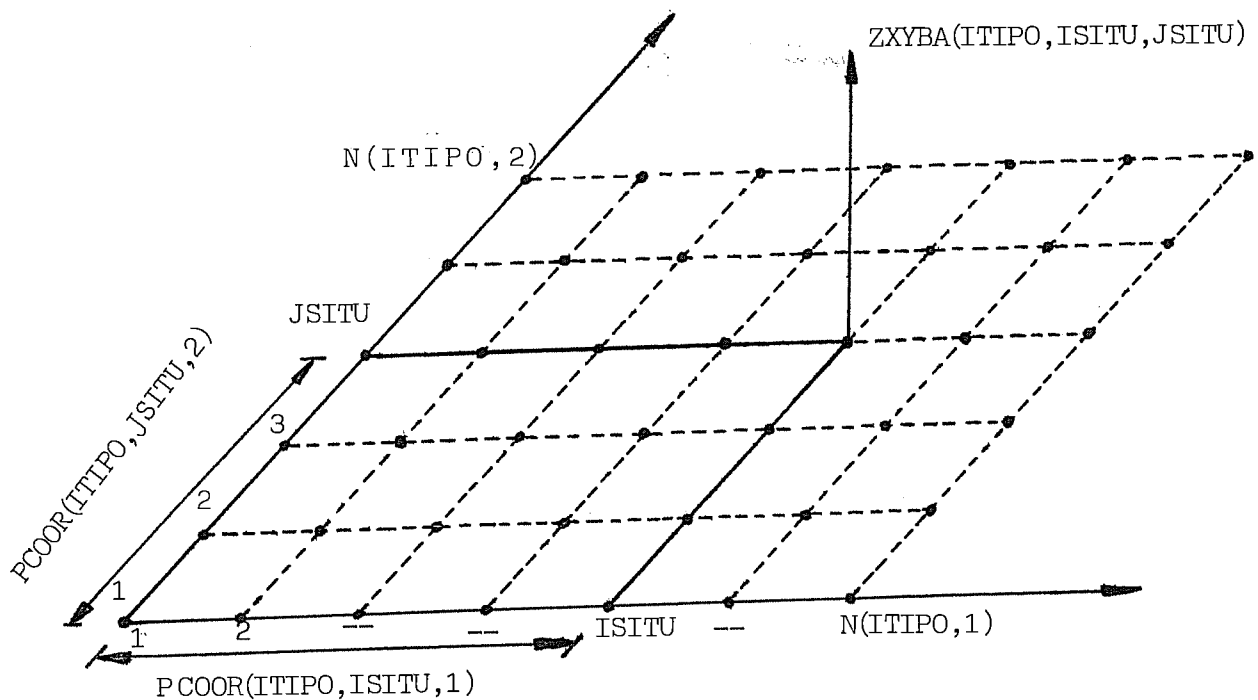


Fig.1 . MALLA DE PUNTOS BASE

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

d) TARJETAS DE DATOS DE LA SUPERFICIE DE ESTADO PARA LA POROSIDAD.

d.1) TARJETAS DE COORDENADAS DE LOS PUNTOS BASE
FORMATO : F11.4

Nº DE TARJETAS : Una para cada punto base según cada dirección
Primero se colocarán las correspondientes al eje de la carga exterior menos la presión del aire y luego las del eje de la succión. (N(2,1) + N(2,2) en total).

DISPOSICION : Idéntica a c.1)

d.2) TARJETAS DEL VALOR DE LA POROSIDAD EN LOS PUNTOS BASE
FORMATO, nº DE TARJETAS Y DISPOSICION : Análogas a los de c.2

e) TARJETAS DE DATOS DE LA CURVA DE PERMEABILIDAD DEL AGUA-GRADO DE SATURACION.

e.1.) TARJETAS DE COORDENADAS DE LOS PUNTOS BASE
FORMATO : F11.4

Nº TARJETAS : Una para cada punto base (N(3,1) en total)

DISPOSICION :

₁ PCOOR(3,ISITU,1) 11

F11.4

e.2) TARJETAS DEL VALOR DE LA PERMEABILIDAD RELATIVA DEL AGUA.

FORMATO : F11.4

Nº TARJETAS : Una para cada punto base (N(3,1) en total)

DISPOSICION :

₁ ZXYBA(3,ISITU,1) 11

F11.4

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

ZXYBA (3, ISITU, 1) = Valor de la permeabilidad relativa del agua en el punto base ISITU.

5. OPCIONES DEL PROGRAMA

El programa puede resolver casos en los que exista carga inicial, en cuyo caso las condiciones iniciales que se leen son las de antes de la aplicación de la carga y el programa calcula los incrementos de presión producidos por ésta, o bien casos en que no exista tal carga inicial en cuyo caso las condiciones iniciales que se leen son realmente las condiciones iniciales del proceso de consolidación. En el primer caso el valor del parámetro ICERO será negativo y en el segundo caso será positivo. (Ver apartado 4.8a).

Por otra parte si el valor absoluto de ICERO es mayor que 1 se escriben las presiones de aire y agua obtenidas en cada una de las iteraciones que realiza el programa.

Otra opción existente es la de poder elegir como orden de integración numérica por Gauss 2 ó 3 . (Ver apartado 4.1).

El elegir NGAUS = 2 reduce notablemente el tiempo de cálculo, sin pérdida apreciable de exactitud en la mayoría de los casos.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

6. SALIDA DE RESULTADOS

Toda la salida de resultados se realiza mediante impresora. El programa imprime en primer lugar los datos que se le introducen.

Si existe una carga inicial imprime para cada uno de los puntos el valor de las presiones de aire y agua (PA, PW), el valor de la tensión exterior menos la presión del aire (SIG-PA), el valor de la succión (SUC), porosidad (N), grado de saturación (S) y la derivada de la porosidad respecto a la carga exterior menos la presión del aire (DX), en el estado anterior a la aplicación de la carga. Así mismo se imprimen el valor de las presiones del aire y del agua obtenidas en las iteraciones realizadas para el cálculo de las variaciones de presión debidas a la carga no drenada.

Para cada uno de los instantes de tiempo y para cada punto se imprimen las presiones de agua y aire (PW y PA) el valor de la tensión total menos la presión del aire (SIGMA-PA), la succión, porosidad (N), derivada de la porosidad respecto a la carga exterior y a la succión (DPPOR y DSPOR), el grado de saturación (S), la derivada del grado de saturación respecto a la carga exterior y a la succión (DPSAT, DSSAT), el valor de $e(1-S_r)$, W ; $b_a \cdot [e(1-S_r)]^{a_a}$, (AKK), el valor de la permeabilidad del aire (KA), el valor de la permeabilidad del agua (KW), y la deformación unitaria respecto al estado inicial. Para cada instante de tiempo se imprime también la deformación total sufrida por el suelo hasta ese instante.

Con opción ICERO = 2 ó -2 el programa imprime también los valores de las presiones del aire y del agua que se van encontran

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

do en cada iteración. Con ICERO = 1 ó -1 sólo se imprime el número de presiones que han convergido en cada iteración según el criterio de convergencia impuesto.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7. - ORGANIZACION GENERAL DEL PROGRAMA

Los datos concernientes al problema a resolver se leen en la subrutina DATOS. En las subrutinas SPDAT, SPLIN1 y SPLINO se leen los datos concernientes a las superficies de estado y curva permeabilidad del agua y se calculan las variables intermedias necesarias para posteriores interpolaciones.

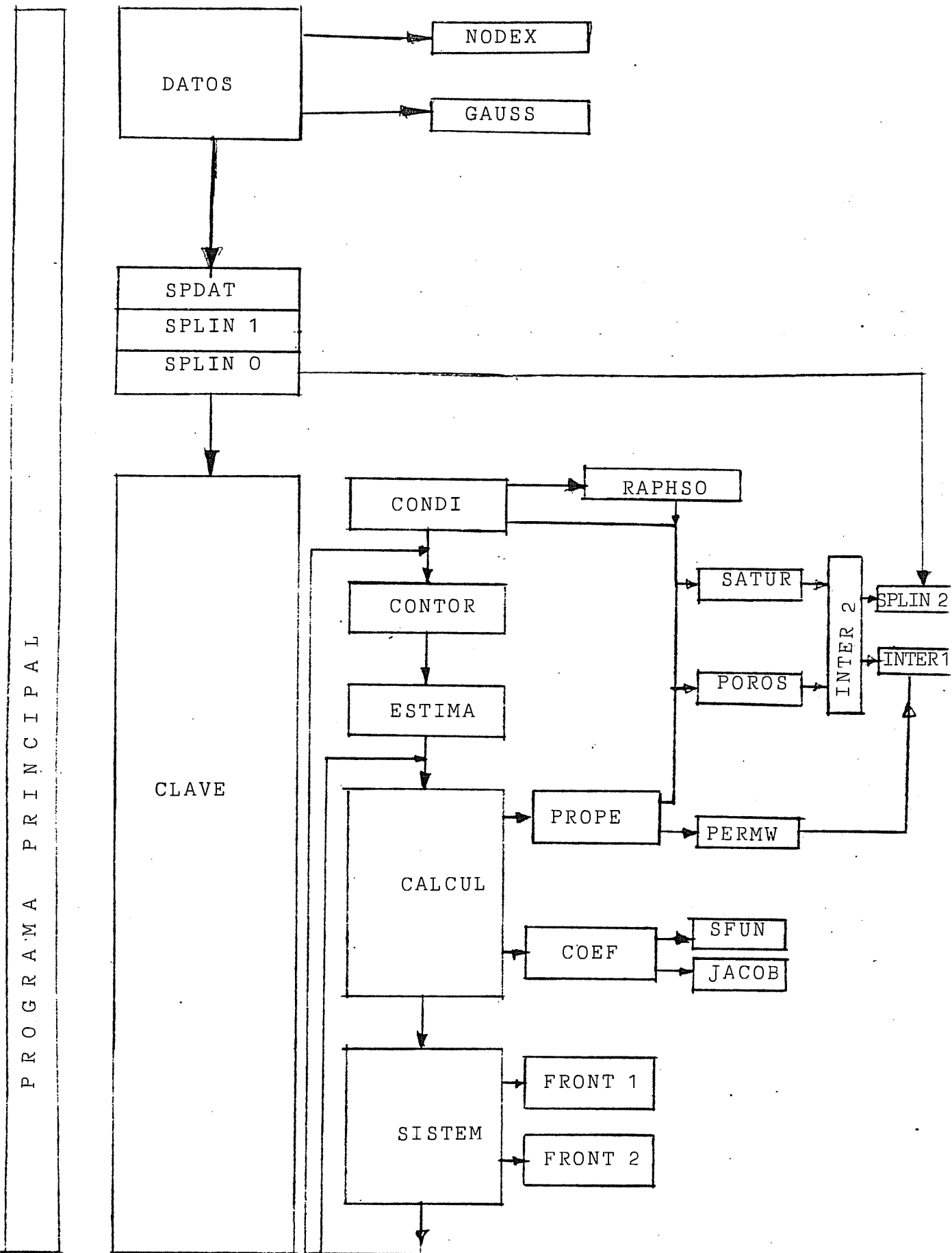
El programa propiamente dicho esta contenido en la subrutina CLAVE.

En primer lugar en la subrutina CONDI se calculan las condiciones iniciales del proceso de consolidación si existe aplicación de carga en el momento inicial.

En la subrutina CONTOR se introducen las condiciones de contorno en las que se imponen valores del flujo de aire o de agua. La subrutina ESTIMA realiza una estimación del valor de las presiones del aire y del agua para la primera iteración correspondiente al cálculo de dichas presiones en un nuevo instante de tiempo. Tanto CONTOR como ESTIMA se utilizan una vez para cada instante de tiempo.

La subrutina CALCUL establece el sistema de ecuaciones resultante del análisis teórico (Ec. 35 del Anexo 2) necesario para el cálculo de las presiones de aire y agua en cada iteración. Para ello utiliza la subrutina PROPE para calcular las propiedades del suelo en los nodos del elemento y una vez conocidas, se calculan los coeficientes del sistema de ecuaciones en la subrutina COEF.

Por último el sistema se resuelve en SISTEM empleando la técnica del método frontal.



ESQUEMA GENERAL DEL PROGRAMA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

Si los valores encontrados difieren de las anteriores en una cantidad mayor que la aproximación exigida (APRXA, APRXW) se repite el proceso de cálculo y resolución del nuevo sistema (subrutinas COEF y SISTEM) , hasta la convergencia de las presiones de aire y agua en todos los puntos.

7.1.- PROGRAMA PRINCIPAL

La descripción del programa principal es :

COMIENZO

Llamada DATOS

Llamada SPDAT

Llamada SPLIN 1

Llamada SPLINO

Llamada CLAVE

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.2. SUBROUTINA DATOS

En esta subrutina se leen y escriben los datos del problema excepto aquellas correspondientes a las superficies de estado y curva permeabilidad del agua-grado de saturación, que se leen en la subrutina SPDAT. La cantidad y formato de los datos necesarios para la ejecución del programa se han relacionado en el apartado 4.

COMIENZO

Lectura y escritura de tarjetas de datos y control.

DESDE primer elemento HASTA último elemento :

COMIENZO

Lectura y escritura tarjeta de enumeración de nodos

FIN

MIENTRAS nodo \neq último nodo HACER

COMIENZO

Lectura coordenadas de un punto

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

LLAMADA nodex (Cálculo de las coordenadas de los puntos inter
medios no leídos)

Escritura de las coordenadas de todos los nodos

DESDE primer instante de tiempo HASTA último.

COMIENZO

Lectura y escritura del valor del tiempo en cada escalón.

FIN

Lectura y escritura del valor de las aproximaciones y número má
ximo de iteraciones admitidas.

Lectura y escritura de las constantes físicas del problema.

DESDE primer nodo HASTA último.

COMIENZO

Lectura y escritura de las condiciones iniciales

FIN

SI existen presiones fijas en el contorno ENTONCES

COMIENZO

DESDE 2º instante de tiempo HASTA último

COMIENZO

DESDE 1er nodo con presión fija HASTA último

COMIENZO

Lectura y escritura nº nodo y presiones
fijas del nodo

FIN

FIN

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

SI existen flujos fijos en el contorno ENTONCES

COMIENZO

DESDE primer intervalo de tiempo HASTA último

COMIENZO

DESDE 1er nodo con flujo fijo HASTA

último

COMIENZO

Lectura y escritura nº nodo y
flujo fijo del nodo

FIN

FIN

FIN

DESDE primer instante de tiempo HASTA último

COMIENZO

Lectura y escritura del valor de la presión exterior

FIN

LLAMADA Gauss (Cálculo de las raíces y pesos para la integración
por GAUSS).

RETURN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.3. SUBROUTINA NODEX

Esta subrutina calcula las coordenadas de los puntos intermedios que no han sido leídos en la subrutina DATOS.

DESCRIPCION :

DESDE primer elemento HASTA último

COMIENZO

Asignacion del valor de los nodos

Cálculo de las coordenadas del nodo intermedio

FIN

RETURN

7.4. SUBROUTINA GAUSS

Esta subrutina establece el valor de las raides y pesos necesarios para realizar la integración numérica por el método de Gauss utilizando dos o tres puntos.

DESCRIPCION :

COMIENZÓ

SI integración por dos puntos ENTONCES

COMIENZO

Almacenamiento del peso y valor de la raíz en el primer punto

FIN

SINO

COMIENZO

Almacenamiento del valor del peso y raíz en el primer y segundo punto.

FIN

Cálculo de las raíces y pesos simétricos

RETUPN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.5. SUBROUTINA SPDAT

En esta subrutina se leen las coordenadas de los puntos base y el valor de las funciones a interpolar en ellos, para cada uno de los tres tipos de funciones definidas por puntos empleadas.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE Primera función HASTA última

COMIENZO

DESDE Primera dirección HASTA última

COMIENZO

Lectura del número de puntos base en cada dirección

FIN

FIN

DESDE primera función HASTA última

COMIENZO

DESDE primera dirección HASTA última

COMIENZO

DESDE primer punto base HASTA último

COMIENZO

Lectura de las coordenadas de los puntos base

Según cada dirección

FIN

FIN

DESDE primer punto base en la dirección "x" HASTA último.

COMIENZO

DESDE primer punto base en la dirección "y" HASTA último

COMIENZO

Lectura del valor de la función en los puntos base

FIN

FIN

Escritura de los datos

FIN

RETURN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.6. SUBROUTINA SPLIN'1.

Esta subrutina calcula las constantes h_j , P_k , q_k , a_k y c_k para cada función y dirección. Estas constantes dependen de la disposición geométrica de los puntos base, pero no del valor de la función a interpolar en ellas. (Ver anexo 1) .

DESCRIPCION

COMIENZO

REPETIR para cada tipo de función

REPETIR para cada variable

DESDE primer punto base hasta último

COMIENZO

Cálculo de h_j, P_k, q_k, a_k (*)

FIN

FIN

HASTA última variable

FIN

(*)notación según anexo 1.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.7. SUBROUTINA SPLINO

En esta subrutina se calculan los momentos según la dirección de la succión ("y") en las superficies de estado y los momentos de la función permeabilidad relativa del agua. Estos momentos son funciones de los parámetros calculados en SPLIN1 y del valor de las funciones a intepolar en las puntos base de la malla.(Ver anexo 1).

DESCRIPCION

COMIENZO

REPETIR para cada tipo de función

SI es una función de una variable.ENTONCES

COMIENZO

Cálculo del momento según la dirección "x" en cada punto base
(SPLIN 2)

FIN

SI NO

COMIENZO

DESDE primer punto base según "x" HASTA último

COMIENZO

Cálculo del momento según "y" en cada punto base según la dirección "y"
(SPLIN2)

FIN

FIN

HASTA último tipo de función

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.8. SUBROUTINA SPLIN 2

Esta subrutina calcula el valor de los momentos, en las funciones a interpolar, en función de los parámetros calculados en SPLIN 1 y del valor de la función en los puntos base, resolviendo el sistema de ecuaciones (9) del anexo 1 mediante el algoritmo (10) de dicho anexo.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE primer punto base HASTA último

COMIENZO

Cálculo de d_k

FIN

DESDE primer punto base HASTA último

COMIENZO

Cálculo del momento

FIN

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.9. SUBROUTINA CLAVE

En esta subrutina se desarrolla la totalidad del programa salvo la entrada de datos y cálculo variables intermedias para interpolaciones.

DESCRIPCION

COMIENZO

SI existe carga inicial no drenada ENTONCES

COMIENZO

Cálculo de las presiones resultantes tras el proceso de carga instantánea

(COND I)

FIN

Almacenamiento de las condiciones iniciales como valor de las presiones en el instante 1º

DESDE primer instante de tiempo HASTA último

COMIENZO

itera = 0

ititem = ititem + 1

SI existen flujos fijados ENTONCES

COMIENZO

Incorporación de las condiciones de contorno debidas a fijación de flujos (CONTOR)

FIN

Estimación del valor de las presiones en el instante siguiente, para la primera iteración (ESTIMA)

REPETIR

itera = itera + 1

Almacenamiento, de los valores encontrados en la última iteración.

Cálculo de los coeficientes del sistema de ecuaciones

(CALCUL)

2

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

Resolució del sistema (SISTEM)

HASTA convergencia de la presi3n en todos los puntos 3 se han realizado el n3mero m3ximo de iteraciones permiti-
tido.

Escritura de los resultados de la iteraci3n

C3lculo y escritura de las propiedades en los puntos nodales (PROPE).

FIN

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.10. SUBROUTINA CONDI

Esta subrutina calcula las presiones de aire y agua tras una carga no drenada y que se toman como condiciones iniciales del proceso de saturación. (Ver apartado "UNDRAINED LOADING" del anexo 2.). Para ello utiliza el método de Newton-Raphson que se desarrolla en la subrutina RAPHSO .

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE primer nodo HASTA último

COMIENZO

Cálculo de la saturación y porosidad antes de la aplicación de la carga .

Estimación de los valores P_a y P_w después de la carga para la primera iteración

REPETIR

Cálculo de los valores P_a y P_w después de la carga (RAPHSO)
HASTA que haya convergido ó realizado el máximo de iteraciones permitidas

FIN

Escribir las presiones de aire y agua después de la carga no drenada

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 B A R C E L O N A

7.11. SUBROUTINA RAPHSO

Esta subrutina utiliza el método de Newton-Raphson, para calcular los valores de P_a y P_w que cumplan el sistema de ecuaciones (45,46) del anexo 2.

DESCRIPCION

COMIENZO

Evaluación succión y carga exterior de la iteración k-1

Cálculo porosidad, saturación y sus derivadas en el punto

Cálculo de $f, q, \frac{\delta f}{\delta P_a}, \frac{\delta f}{\delta P_w}, \frac{\delta g}{\delta P_a}, \frac{\delta g}{\delta P_w}$ (*)

$$\text{Cálculo } P_{ak} = P_{ak-1} + \frac{g \frac{\partial f}{\partial P_w} - f \frac{\partial g}{\partial P_w}}{\frac{\partial f}{\partial P_a} \frac{\partial g}{\partial P_w} - \frac{\partial f}{\partial P_w} \frac{\partial g}{\partial P_a}}$$

$$\text{Cálculo } P_{wk} = P_{wk} + \frac{f \frac{\partial g}{\partial P_a} - g \frac{\partial f}{\partial P_a}}{\frac{\partial f}{\partial P_a} \frac{\partial g}{\partial P_w} - \frac{\partial f}{\partial P_w} \frac{\partial g}{\partial P_a}}$$

FIN

(*) Notación según ecuaciones 45 y 46 del Anexo 2.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.12. SUBROUTINA CONTOR

Esta subrutina incorpora las condiciones de contorno debidas a la fijación de la velocidad del agua o del flujo masico de aire en el contorno. Concretamente calcula los valores de λ y ϕ (ec.21 a y 21 b del anexo 2) en cada punto.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE primer elemento HASTA último.

COMIENZO

DESDE primer nodo HASTA último

COMIENZO

SI está fijado algún flujo en ese nodo ENTONCES

COMIENZO

Evaluación de λ y ϕ

FIN

FIN

Escritura λ y ϕ de los puntos del elemento en el fichero 3.

FIN

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.13. SUBROUTINA ESTIMA

Esta subrutina calcula el valor supuesto para el valor de las presiones en el instante siguiente y que se toma como punto de partida en la primera iteración para el cálculo de las presiones en ese instante. Se distingue entre el primer instante posterior al inicio del proceso (el segundo instante, ya que el primero corresponde al estado inicial), el tercero y posteriores al tercero. Para el primer caso se supone que los valores de las presiones corresponden a los de las condiciones iniciales. Para el segundo instante se supone una variación lineal de las presiones con el tiempo y se extrapola el valor en dicho instante a partir de las condiciones iniciales y las calculadas para el instante anterior. Para los instantes siguientes se supone variación parabólica de las presiones con el logaritmo del tiempo.

DESCRIPCION.

COMIENZO

Si itiem = 2 (Primer intervalo de tiempo) ENTONCES

COMIENZO

Presiones estimadas igual a las presiones iniciales

FIN

Si itiem = 3 (Segundo intervalo de tiempo) ENTONCES

COMIENZO

Cálculo de las presiones estimadas mediante interpolación lineal.

FIN

Si item = 3 (intervalos de tiempo posteriores al segundo) ENTONCES

COMIENZO

Cálculo de las presiones estimadas mediante extrapolación Parabólica con el logaritmo del tiempo transcurrido

FIN

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.14. SUBROUTINA CALCUL

Esta subrutina calcula los coeficientes del sistema de ecuaciones (35) del anexo 2. Para ello primero se calcula las propiedades en los puntos nodales en la subrutina PROPE y mas tarde se calculan los coeficientes en la subrutina COEF.

DESCRIPCION

COMIENZO

 Cálculo propiedades en puntos nodales (PROPE)

 Cálculo de los coeficientes (COEF)

FIN

7.15. SUBROUTINA PROPE

Esta subrutina calcula el valor de la porosidad, saturación, permeabilidad del agua y permeabilidad del aire en cada uno de los puntos nodales en función de la carga exterior y de las presiones de aire y agua en dichos puntos. Para las tres primeras propiedades se utiliza la interpolación por "splines" desarrollada en el anexo 1. La permeabilidad del aire se calcula a partir de la ecuación (17) del anexo 2.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE primer nodo HASTA último

COMIENZO

 Cálculo de $n, \partial n / \partial (\sigma - P_a), \partial n / \partial (P_a - P_w)$ (POROS)

 Cálculo de $S_r, \partial S_r / \partial (\sigma - P_a), \partial S_r / \partial (P_a - P_w)$ (SATUR)

 Cálculo de la permeabilidad del aire

 Cálculo de la permeabilidad del agua (PERMW)

SI presiones han convergido ENTONCES,

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

COMIENZO

Cálculo deformación unitaria

Escritura valor propiedades

FIN

FIN

SI presiones han convergido ENTONCES Cálculo deformación total

FIN

7.16. SUBROUTINAS POROS Y SATUR

Estas subrutinas calculan el valor de la porosidad y la saturación del suelo en función de su carga externa, presión del aire y presión del agua.

La interpolación por "splines" utilizada para las superficies de estado correspondientes se describe en el anexo 1 y se realiza en la subrutina INTER 2..

7.17. SUBROUTINA PERMW.

Esta subrutina calcula la permeabilidad del agua de acuerdo con la ec.(16) del anexo 2. Para ello primero calcula el valor de la permeabilidad relativa K_{rw} , utilizando una curva $K_{rw}-S_r$ semejante a la de la Fig. 5 del anexo 2.

Esta curva esta definida por puntos y se utiliza la técnica de las

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

"splines" para la interpolación en un punto cualquiera. La interpolación se realiza en la subrutina INTER 1.

DESCRIPCION

COMIENZO

Cálculo del índice de poros

Cálculo permeabilidad relativa. (INTER 1)

Cálculo permeabilidad agua

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.18. SUBROUTINA INTER 1.

Para funciones dadas por puntos y de una sola variable esta subrutina calcula el valor de la función a interpolar y su derivada en un punto, una vez conocidos los momentos de dicha función en cada uno de los puntos base. Para ello utiliza la expresión (3) del anexo 1.

DESCRIPCION

COMIENZO

Localización intervalo en el cual está incluido el punto

Evaluación $x_j, x_{j-1}, h_{j-1}, \psi_j, \psi_{j-1}, \mu_j$ y μ_{j-1} (*)

Cálculo del valor de la función en el punto

FIN

(*) Notación según apartado 1 del anexo 1.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.19. SUBROUTINA INTER 2

Esta subrutina se utiliza para encontrar el valor de una función y sus derivadas en un punto (x,y) para funciones de dos variables, dadas mediante una malla de puntos base (x_i, Y_j) . Para ello se utiliza el método descrito en el apartado 2 del Anexo 1.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE primer punto base según dirección "x" HASTA último

COMIENZO

Cálculo $f(x_i, y)$, $\frac{\delta f}{\delta y}(x_i, y)$ (INTER 1)

FIN

Cálculo de momentos de f según "x" en los puntos (x_i, y) (SPLIN2)

Cálculo de $f(x, y)$, $\frac{\delta f}{\delta x}(x, y)$ (INTER 1)

Cálculo momentos según "x" de $\frac{\delta f}{\delta y}$ en los puntos (x_i, y) (SPLIN2)

Cálculo de $\frac{\delta f}{\delta y}(x, y)$ (INTER 1)

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.20. SUBROUTINA COEF.

Esta subrutina calcula los coeficientes y términos independientes del sistema de ecuaciones definido por la ecuación (35) y (A.7, A.8, A.9 y A.10) del anexo 2.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE primer elemento HASTA último

COMIENZO

Almacenamiento propiedades suelo en los nodos

Inicialización a 0 de todas las matrices

DESDE primer punto de Gauss HASTA último

COMIENZO

Cálculo N_i y $\frac{\delta N_i}{\delta z}$ (SFUN, JACOB)

Cálculo propiedades suelo en el punto de Gauss

Cálculo cada una de las funciones subintegrales de A.7 y A.8 del anexo 2.

FIN

Cálculo de las integrales $K_{ij}^{\omega_1}$, $K_{ij}^{\omega_2}$, $K_{ij}^{a_2}$, $T_{ij}^{a_1}$, $T_{ij}^{a_2}$, $T_{ij}^{\omega_1}$, $T_{ij}^{\omega_2}$
 A_1 y A_2 mediante integración numérica por el método de Gauss. (Ecuaciones A9 y A10).

Cálculo matrices K, T y del vector A de la ecuación (35)

Cálculo y escritura en el fichero 1 de los coeficientes y términos independientes de la ecuación (35)

FIN

FIN

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

7.21. SUBROUTINA SFUN

Esta subrutina calcula el valor de las funciones de interpolación $N_i(S)$ siendo S una coordenada local que varia en cada elemento entre -1 y +1 .

DESCRIPCION

COMIENZO

 Cálculo de N_i

 Cálculo de $\frac{\delta N_i}{\delta s}$

FIN

7.22. SUBROUTINA JACOB

Esta subrutina calcula el valor de las derivadas de las funciones de interpolación N_i respecto a la coordenada global Z.

DESCRIPCION

COMIENZO

 Cálculo Jacobiano

 DESDE primer nodo HASTA último

 COMIENZO

$$\frac{\delta N_i}{\delta Z} = \frac{\delta N_i}{\delta s} \frac{1}{\text{Jacobiano}}$$

 FIN

FIN

7.23 SUBROUTINA SISTEM.

Esta subrutina ensambla y resuelve el sistema de ecuaciones (35) del anexo 2 mediante la utilización del método frontal. La resolución del sistema se realiza en dos etapas. En una primera etapa (Subrutina FRONT 1) se realiza el proceso de ensamblaje de las matrices de los sistemas de cada elemento en un sistema global. Este sistema sería de gran tamaño y para almacenarlo entero se necesitaría gran cantidad de memoria. La técnica frontal permite una sustancial reducción de esta memoria ya que se eliminan almacenándolas en un fichero las ecuaciones que ya se han ensamblado completamente y que al emplear una técnica de pivotación Gaussiana ya no intervendrían en el proceso de pivotación de las ecuaciones siguientes.

La segunda etapa consiste ir despejando en cada ecuación almacenada en el archivo el valor de una variable en función de las que ya se han encontrado hasta el momento. Esta etapa la realiza la subrutina FRONT2.

7.24 SUBROUTINA FRONT 1

En esta subrutina se realiza el ensamblaje de ecuaciones y la eliminación de las ecuaciones correspondientes a variables que ya no aparecen más.

Al introducir un elemento nuevo se investiga qué variables va han aparecido ya anteriormente y se ensamblan, las que no han aparecido todavía se colocan en el sistema global rellenando huecos dejados por la eliminación de ecuaciones anteriores y si no existen esos huecos se aumenta la matriz global. Una vez ensamblados todas las variables del elemento se eliminan aquellas ecuaciones pertenecientes a nodos que ya no aparecen más. El proceso de elimi-

nación consiste en una pivotación que hace nula la columna del sistema correspondiente a la variable eliminada.

DESCRIPCION

COMIENZO

Almacenamiento presiones prefijadas.

Determinación último elemento en que aparece cada nodo.

DESDE primer elemento HASTA último.

COMIENZO

Lectura en fichero 1 del sistema correspondiente a cada elemento.

DESDE primer nodo hasta último.

COMIENZO

SI no ha aparecido anteriormente ENTONCES

COMIENZO

El término correspondiente se coloca en el primer hueco del sistema global.

FIN

FIN

Ensamblaje del sistema del elemento en el sistema global

DESDE primera variable del elemento a última.

COMIENZO

Si ha aparecido por última vez ENTONCES

COMIENZO

Escritura ecuación en fichero 2

Pivotar el sistema global

Variar tamaño del sistema global activo si es necesario.

FIN

FIN

FIN

FIN

7.25 SUBROUTINA FRONT 2

En esta subrutina se realiza la sustitución en la ecuación correspondiente a cada variable de las variables ya calculadas anteriormente por su valor. El proceso se realiza en orden inverso al de eliminación.

DESCRIPCION

COMIENZO

DESDE Primera variable (en orden inverso a su eliminación)
—HASTA última.

COMIENZO

Lectura en fichero 2 de la ecuación correspondiente
Sustitución en la ecuación de las presiones calculadas
Evaluación de la presión incógnita.

FIN

FIN

III DOCUMENTACION DEL SISTEMA EMPLEADO

1.- COMPUTADOR

Para el desarrollo del programa se ha utilizado en equipo FACOM 230-38S. utilizando el sistema operativo OSII/VS. Las características principales de dicho equipo se muestran en el cuadro siguiente :

● ARQUITECTURA DE LA UNIDAD CENTRAL DE PROCESO

Tamaño de palabra	16 bits	
Formatos de Instrucción	Formato de una palabra: Formato de dos palabras:	Tipos D y RR Tipos RS y S
Formato de Datos	Binario de coma fija Palabra simple: Palabra doble:	16 bits 32 bits
	Binario de coma flotante Precisión simple:	Mantisa signo + 24 bits Exponente 7 bits
	Precisión doble:	Mantisa signo + 56 bits Exponente 7 bits
	Decimal de coma fija:	Longitud variable de palabra con signo (Modo empaquetado/desempaquetado)
	Serie de caracteres:	Longitud variable de palabra (Modo serie de bytes)
Direccionamiento	Directo, Indirecto, Relativo, Indexado	
N.º de instrucciones	123	
N.º de registros	8	
Interrupción	Interrupción múltiple a seis niveles	
Protección de Memoria	2.048 bytes/bloque (Recogida de instrucciones/almacenamiento de datos)	
Cronómetros	Cronómetro contabilizador:	16 μ s.
	Cronómetro de vigilancia:	1 seg.
	Cronómetro de tiempo real:	0,5 seg.

● TIEMPOS DE INSTRUCCION DE LA UNIDAD CENTRAL DE PROCESO

Carga/almacenamiento binario de coma fija (palabra simple)	2,4 μ s
Suma/resta binaria de coma fija (palabra simple)	2,4 μ s
Multiplicación binaria de coma fija (palabra simple)	9,6 μ s
División binaria de coma fija (palabra simple)	12,4 μ s
Multiplicación de coma flotante (precisión simple)	17,7 μ s
División de coma flotante (precisión simple)	25,1 μ s
Bifurcación (incondicional)	1,4 μ s
Movimiento (10 bytes)	14,8 μ s
Suma/resta decimal (signos + 5 dígitos)	11,5 μ s
Edición (6 bytes)	16,2 μ s

● MEMORIA PRINCIPAL

Tiempo de ciclo	960 ns/4 bytes
Capacidad	98.304 a 262.144 bytes

● CONSOLAS DE VISUALIZACION EN COLOR

Modelo	Capacidad de Visualización	Juego de caracteres	Notas
4385 A	50 x 20 caracteres	128	
6221 K	50 x 20 caracteres	128	Sólo para consolas múltiples

● CANALES

Número de Canales	6 como máximo
Tipos de Canales	Canal multiplexor
	Canal selector
	Canal 2 de fichero variable
	Canal 3 de fichero variable
	Canal 2 de cinta magnética
	Canal 3 de cinta magnética
	Controlador de periféricos básico
Controlador de comunicación integrado	
Tipo total de transferencia	Máximo de 3,0 MB/seg.

2 .- PERIFERICOS NECESARIOS

Aparte de una impresora para la impresión de los resultados, es necesario utilizar una unidad de discos magnéticos, donde se puedan crear tres archivos de trabajo secuenciales correspondientes a las unidades lógicas. (1), (2), (3). La unidad lógica (5) corresponde al periférico por donde se entran los datos y la unidad (6) a la impresora.

3.- ARCHIVOS UTILIZADOS

En el programa se utilizan 3 archivos de trabajo secuenciales, correspondientes a las unidades (1), (2), (3).

En el archivo 1 se escriben las matrices y términos independientes correspondientes a cada elemento. Por lo tanto existirán NELEM bloques cada uno de los cuales tendrá $(36+6=42)$ variables reales.

En el archivo 2 se escriben los coeficientes y término independiente de la ecuación asociada a cada presión de cada nodo, el valor del número de orden en que es despejada dicha presión y el lugar que ocupa en la matriz global del sistema. Por lo tanto existirán $(2 \times NPOIN)$ bloques cada uno de los cuales tendrá 7 variables reales de doble precisión y dos variables enteras.

En el archivo 3 se escriben los valores del vector de términos independientes derivados de la aplicación de las condiciones de contorno con flujos fijados. Existirán tantos bloques como elementos, cada uno de los cuales contendrá 6 variables reales.

4. LISTADO DE VARIABLES MAS
IMPORTANTES

AA	= Parámetro "a" de la ecuación (17) del anexo 2.
APRXA	= Aproximación deseada en las iteraciones para el cálculo de la presión del aire.
APRXW	= Aproximación deseada en las iteraciones para el cálculo de la presión del agua.
AW	= Parámetro a_w en la expresión de la permeabilidad relativa del agua : $K_{rw} = b_w \cdot a_w^e$ (e = índice de poros, K_{rw} = permeabilidad relativa).
BA	= Parámetro "b" de la ecuación (17) del anexo 2.
BETA	= Compresibilidad del aire.
BW	= Parámetro b_w en la expresión de la permeabilidad relativa del agua : $K_{rw} = b_w \cdot a_w^e$ (e = índice de poros, K_{rw} = permeabilidad relativa).
CARGAO	= Valor de la presión exterior total antes de la aplicación de la carga inicial.
GW	= Compresibilidad del agua.
DTSIG	= Valor de la derivada con respecto al tiempo de la presión exterior p_{total} .
EQRHS	= Valor del término independiente de la ecuación correspondiente a una variable inmediatamente antes de ser eliminada en el sistema global activo.

G	= Aceleración de la gravedad.
HENRY	= Constante de Henry.
ICERO	= Parámetro que es positivo cuando no existe carga inicial y es negativo cuando existe dicha carga. Si su valor absoluto es mayor que 1 se escriben los resultados de todas las iteraciones que realiza el programa.
IESCR	= Parámetro usado en la escritura de las propiedades del suelo en los nodos, una vez han convergido las presiones.
INICI	= Parámetro usado en la escritura de las propiedades del suelo en los nodos tras la carga inicial.
KELVA	= Contador de puntos eliminados (en FRONT1 y FRONT 2).
MAXIT	= Número máximo de iteraciones que se permite hacer en cada escalón de tiempo.
MFRON	= Número máximo de puntos que se encuentran simultáneamente en el sistema global activo (en FRONT 1 y FRONT 2).
NCONT	= Nº de puntos con flujo fijado (≤ 3).
NELEM	= Nº de elementos (≤ 10).
NEVAB	= Nº de variables incognita en cada elemento (6, tres presiones de agua y tres presiones de aire).

NFRON	= Número total de variables que se encuentran en el sistema global activo.
NGAUS	= Nº de puntos de gauss a utilizar en las integraciones numéricas.
NIKNO	= Número de la variable que se <u>es</u> ta eliminando en un momento dado en FRONT 1 y FRONT 2.
NNODE	= Nº de nodos en un elemento (3).
NPOIN	= Nº de nodos totales (≤ 21).
NTIEM	= Número de instantes de tiempo (≤ 30).
NTIPO	= Nº de función dadas por puntos y donde se utiliza la interpolación por splines.
NTOTV	= Nº de presiones de aire y agua incognita ($2 * NPOIN$).
NVFIX	= Nº de puntos donde se fijan las presiones de aire o agua.
PESPW	= Peso específico del agua.
PIVOT	= Valor del pivote en la subrutina FRONT 1.
SIGMA	= Valor de la presión exterior total.
TINCR	= Valor del intervalo de tiempo entre el instante T y el instante T+1.
VISA	= Viscosidad del aire.

AKA(NPOIN)	= Permeabilidad del aire en los nodos.
AKW (NPOIN)	= Permeabilidad del agua en los nodos.
ALMAC(MFRON)	= Valor de la columna de coeficientes del sistema global activo correspondiente a una variable inmediatamente antes de ser eliminada.
AVECT(NEVAB)	= Valor de la parte del vector A de la expresión (35) del anexo 2 que surge de las expresiones (A3) y (A6) de dicho anexo.
CARGA (NTIEM)	= Valores de la carga exterior.
CARTD(NGAUS)	= Valor de las derivadas de las funciones de interpolación N_i respecto a las coordenadas globales en cada punto de Gauss.
COORD(NPOIN)	= Coordenadas de los nodos de los elementos.
DERIV (GAUS)	= Valor de las derivadas de las funciones de interpolación N_i respecto a las coordenadas locales del elemento en cada punto de Gauss.
DPPOR (NPOIN)	= Derivada de la porosidad respecto a la carga exterior menos presión de aire en los nodos.
DPSAT (NPOIN)	= Derivada del grado de saturación respecto a la carga exterior menos presión de aire en los nodos.

DVECT (NEVAB)	= Valor de $\{A\} - \left[\frac{1}{2} \kappa - \frac{1}{\Delta t} T \right] \{P_t\}$ en la expresión (35) del anexo 2.
EBVEC(NEVAB)	= Valor del vector A de la expresión (35) del anexo 2.
ELCOD(NGAUS)	= Valor de las coordenadas globales de los puntos de gauss de un ele - mento.
ELEUT (NEVAB)	= Valor de las presiones $\{P(t)\}$ en la ecuación (35) del anexo 2.
ELOAD (NEVAB)	= Vector de terminos independientes en el sistema (35) del anexo 2 en cada elemento.
EQUAT (MFRON)	= Vector de coeficientes en el siste ma global activo de la ecuación correspondiente a una variable an tes de ser eliminada en FRONT 1.
FIXED (NTOTV)	= Valor de las presiones fijadas.
GLOAD (MFRON)	= Vector de terminos independientes del sistema global activo en FRONT 1 y FRONT 2.
IFFIX(NTOTV)	= Vale 1 si el valor de la variable (presión de aire o agua) está fija do y vale 0 si el valor no está fi jado.
LOCEL(NEVAB)	= Número de cada variable.
NACVA(NFRON)	= puntos que están situados en el sistema global activo del método frontal en un momento dado.

NDEST (NEVAB)	= Lugar del sistema global activo que ocupa cada variable.
NOFIX (NVFIX)	= Número de los nodos con presiones fijadas.
NOFLU (NCONT)	= Número de los nodos con flujos <u>fi</u> jados
PAI (NPOIN)	= Valor de las presiones de aire iniciales.
PORO (NPOIN)	= Porosidad del suelo en los nodos.
PORV(NPOIN)	= Valor de las porosidades en el <u>ins</u> tante de tiempo anterior.
POSGP (NGAUS)	= Valor de las raices de los Polino <u>m</u> ios de Gauss-Legendre.
PWI(NPOIN)	= Valor de las presiones de agua iniciales.
SATU(NPOIN)	= Grado de saturación del suelo en los nodos.
SHAPE (NGAUS)	= Valor de las funciones de interpolación N_j en los puntos de Gauss.
TIEMP(NTIEM)	= Valores de los instantes de <u>tiem</u> po.
UT(NTOTV)	= Valor de las presiones en el <u>ins</u> tante T.
UT1 (NTOTV)	= Valor de las presiones en el <u>ins</u> tante $T+1 = (T + \Delta T)$.
UT2 (NTOTV)	= Valor de las presiones en el <u>ins</u> tante $T + \Delta T/2$.

UTA1(NTOTV)	= Valor de las presiones en el instante $T-1 = T-\Delta T$.
UTA2(NTOTU)	= Valor de las presiones en el instante $T-2$.
UTV(NTOV)	= Valor de las presiones en el instante $T+1 = T+\Delta T$ resultante en la iteración anterior a la presente.
VARIE(11,NNODE)	= Valor de las propiedades del suelo en cada nodo de un elemento.
VARIG(11)	= Valor de las propiedades del suelo en un punto de Gauss.
VECRV(MFRON)	= Valor de las incógnitas ya despejadas que intervienen en la búsqueda del va lor de una variable.
WEIGP (NGAUS)	= Valor de los pesos correspondientes a las raíces de los polinomios de Gauss- Legendre utilizadas en las integraciones numéricas.
AMATR(6.6)	= Valor de la matriz $\left[1/2K + \frac{1}{\Delta t} T\right]$ en la expresión (35) del anexo 2.
EKMAT(NEVAB,NEVAB)	= Matriz K en la ecuación (35) del anexo 2.
ESTIF(NEVAB,NEVAB)	= Matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (35) del anexo 2 en cada elemento.
ETMAT(NEVAB,NEVAB)	= Matriz T en la ecuación (35) del anexo 2.
GMATK (2,2)	= Valor $K_{ij}^{w_1}$ en la expresión (A9) del anexo 2.
GMATK(1,1)	= Valor de $K_{ij}^{a_1}$ en la expresión (A10) del anexo 2.

GMATK(1,2)	= Valor de $K_{ij}^{\omega_2}$ en la expresión (A,10) del anexo 2.
GMATT(2,1)	= Valor de $T_{ij}^{\alpha_1}$ en la expresión (A9) del anexo 2.
GMATT(2,2)	= Valor de $T_{ij}^{\omega_1}$ en la expresión (A9) del anexo 2.
GMATT(1,1)	= Valor de $T_{ij}^{\alpha_2}$ en la expresión (A10) del anexo 2.
GMATT(1,2)	= Valor de $T_{ij}^{\omega_2}$ en la expresión (A10) del anexo 2.
GSTIF(MFRON,MFRON)	= Matriz de coeficientes del sistema global activo en FRONT1 y FRONT2.
LNODS (NELEM,NNODE)	= Numeración de los 3 nodos de cada elemento.
N(NTIPO,NDIRE)	= Nº de puntos base en cada dirección de cada función donde se interpola por splines.
DDMOB(NTIPO,INSITU,JSITU)	= Valor de los "momentos según la dirección y" en cada uno de los puntos base de las funciones de dos variables a interpolar por splines.
FLUJO(NTIEM,NCONT,($\begin{smallmatrix} 1 \\ 2 \end{smallmatrix}$))	= Valor del flujo de aire (1) o velocidad del agua fijada(2).
IFFLU(NTIEM,NCONT,1)	= Parametro que vale 1 si se fija el flujo másico de aire en un punto . Sino se fija vale 0. (Ver Apartado 4.10).

- IFFLU(NTIEM, NCONT, 2) = Parametro que vale 1 si se fija la velocidad del agua. Si no se fija vale 0. (Ver Apartado 4.10).
- IFPRE(NTIEM, NVFIX, 1) = Parámetro que vale 1 si se fija la presión del aire. Vale 0 si no se fija. (Ver apartado 4.9).
- IFPRE(NTIEM, NVFIX, 2) = Parámetro que vale 1 si se fija la presión del agua. Vale 0 si no se fija. (Ver apartado 4.9).
- PCOOR(NTIPO, ISITU, IDIRE) = Valor de las coordenadas de los puntos: base en cada dirección y de cada función interpolada por splines.
- PRESC(NTIEM, NVFIX, (1, 2)) = Valor de la presión del aire (1) o presión del agua fijadas (2).
- ZXYBA(NTIPO, ISITU, JSITU) = Valor de las funciones a interpolar por splines en cada uno de sus puntos base.

5. MEMORIA UTILIZADA

El programa sin utilizar ninguna técnica de segmentación ocupa 37 páginas de 2048 bytes o sea un total de 76 Kbytes.

Sin embargo la estructuración del programa permite introducir fácilmente la técnica de segmentación con lo que la memoria puede rebajarse a 39 Kbytes.

IV DOCUMENTACION PARA OPERACION

1. INSTRUCCIONES Y MENSAJES PARA EL OPERADOR.

No existen instrucciones ni mensajes especiales para el operador. Simplemente debe tenerse en cuenta lo mencionado en el apartado III.2 y III.3 respecto a los periféricos a utilizar.

2. TARJETAS DE CONTROL

Las tarjetas de control dependen del sistema operativo a usar. En el sistema operativo OSII/VS (Facom 230-38S) usado en el Centro de Cálculo de la Universidad Politécnica de Barcelona, estas tarjetas son :

```
$ - TREBALL-NOSAT26,CODIGO USARIO,3
$ - SARXIU-ALMBEL26,,FT,111
$ - SARXIU-ALMI2A26,,FT,111
$ - SARXIU-ALMINI26,,FT,111
$ - SLIB-✕
$ - FORTSCG-SLIB=/
$ - FD-U01=DA,VOL=WORK,CYL=(1,1RLSE)
$ - FD-U02=DA,VOL=WORK,CYL=(1,1,RLSE)
$ - FD-U03=DA,VOL=WORK,CYL=(1,1,RLSE)
$ - FD-UIN = ✕
```

```
{
  DATOS
```

```
$ - FINAL-✕
```

3. TIEMPO DE EJECUCION

El tiempo de ejecución depende fundamentalmente del número de elementos usados y del número de iteraciones realizadas en el programa. Para un caso con 21 nodos y 63 iteraciones, en un computador FACOM 230-38S cuyas características se detallan en III. 1 se utilizó 3 min 17 seg de C.P.U. La compilación utiliza 20 seg. de C.P.U.

Para el ejemplo mostrado en el capítulo V se utilizaran 11 seg. de C.P.U.

V. EJEMPLO DE APLICACION

Se ha considerado el proceso de consolidación tras la aplicación de la carga de $2 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ sobre una pastilla 0.02 m de suelo, donde el suelo tiene inicialmente una succión de $0.5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ ($P_{\text{aire}} = 10^5 \text{ N/m}^2$, y $P_{\text{agua}} = 0.5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$). Ambas bandas de la pastilla se mantienen a la succión inicial de $0.5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$. Gracias a la simetría del caso expuesto se ha considerado tan sólo la parte inferior de la pastilla y se ha supuesto la existencia de una barrera impermeable en su centro.

Se han considerado 5 elementos de longitudes variables según el croquis siguiente.

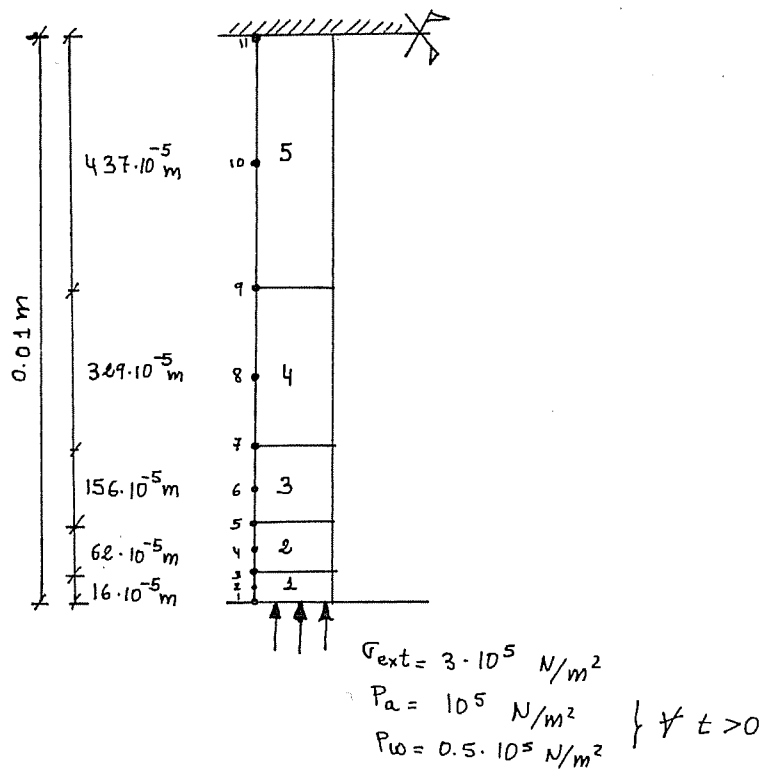


FIG. 2 ESQUEMA DEL CASO RESUELTO.

Se ha calculado sólo un instante de tiempo correspondiente a 0.001 seg. tras la aplicación de la carga. La aproximación exigida tanto para la presión del aire como la de agua es de 50N/m^2 . La tensión exterior total antes de la aplicación de la carga era de 10^5 N/m^2 (0 respecto al aire.). Las propiedades del suelo son las mostradas en el listado adjunto.

** DATOS DE ENTRADA **

NUMERO DE ELEMENTOS= 5
NUMERO DE NODOS POR ELEMENTO= 3

NUMERO TOTAL DE PUNTOS= 11
PUNTOS DE INTEGRACION POR GAUSS= 3
PUNTOS DEL CONTORNO CON PRESIONES PREFIJADAS= 1

PUNTOS DEL CONTORNO CON FLUJOS PREFIJADOS= 1
NUMERO DE INSTANTES DE TIEMPO= 2

ELEMENTO ORDENACION DE LOS NODOS

1	1	2	3
2	3	4	5
3	5	6	7
4	7	8	9
5	9	10	11

COORDENADAS

PUNTO X (EN METROS)

1	0.0
2	0.00008
3	0.00016
4	0.00047
5	0.00078
6	0.00155
7	0.00234
8	0.00398
9	0.00563
10	0.00781
11	0.01000

ESCALONES DE TIEMPO

INSTANTE VALOR DEL TIEMPO EN SEGUNDOS

1	0.0
2	0.00100

VALOR DE LAS APROXIMACIONES EN LAS ITERACIONES

APROXIMACION PARA "P" = 50.00000N/M**2 APROXIMACION PARA "PW" = 50.00000N/M**2
NUMERO MAXIMO DE ITERACIONES POR ESCALON = 45

CONSTANTES FISICAS DEL PROBLEMA

ACELERACION DE LA GRAVEDAD= 9.81000 M/SEG**2

CONSTANTE DE HENRY=0.18000000E-01

COMPRESIBILIDAD DEL AIRE=0.11887000E-04*SEG**2/M**2

PESO ESPECIFICO DEL AGUA= 9810.000N/M**3

VISCOSIDAD DEL AIRE =0.18540000E-04N*SEG/M**2

COMPRESIBILIDAD DEL AGUA=0.4791001E-09M**2/N

PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE Y DEL AGUA
AA=0.43500000E+01 BA=0.18600000E-12 AW=0.18880000E+05 BW=0.96828010E-12

WK=WK(S)*BW*(AW**E)

AK=G*BETA*PA*(E*(1-S))**AA*BA/VISCOSIDAD

CUNDITIONES INICIALES PARA T = 0 -

=====

CARGA (Q-) = 100000,000N/M**2

PUNTO	PRESION DEL AIRE (N/M**2)	PRESION DEL AGUA (N/M**2)
1	100000,0000	50000,0000
2	100000,0000	50000,0000
3	100000,0000	50000,0000
4	100000,0000	50000,0000
5	100000,0000	50000,0000
6	100000,0000	50000,0000
7	100000,0000	50000,0000
8	100000,0000	50000,0000
9	100000,0000	50000,0000
10	100000,0000	50000,0000
11	100000,0000	50000,0000

CONDICIONES DE CONTORNO.-(PUNTOS CON PRESIONES PREFIJADAS)

PUNTO CODIGO VALORES DE LAS PRESIONES FIJADAS EN N/M**2

INSTANTE DE TIEMPO= 2

1	1 1	100000,0000	50000,0000
---	-----	-------------	------------

CONDICIONES DE CONTORNO.-(PUNTOS CON FLUJOS DE AIRE O AGUA FIJADOS)

PUNTO CODIGO VALOR DE LOS FLUJOS FIJADOS
 FLUJO MASICO DEL AIRE (KG/SEG**2) FLUJO VOLUMETRICO DEL AGUA (M/SEG)

67

ESCALON DE TIEMPO= 1

11	1	0,0	0,0
----	---	-----	-----

CARGAS EXTERIORES

INSTANTE DE TIEMPO PRESION (N/M**2)

1	30000,0000
2	50000,0000

PUNTOS BASE PARA LA INTERPOLACION

GRADO DE SATURACION EN FUNCION DE SIGMA-PA (=X) Y DE PA-PW (=Y)

X	13794.2300	137942.3000	275884.7000	413827.0000	551769.3000	689711.7000	827654.0000
Y	0.0	0.9950	0.9950	0.9950	0.9950	0.9950	0.9950
34485.5800*	0.6850	0.7120	0.7370	0.7575	0.7723	0.7835	0.7915
48279.8200*	0.6620	0.6870	0.7115	0.7315	0.7450	0.7550	0.7620
68971.1900*	0.6480	0.6708	0.6923	0.7080	0.7200	0.7280	0.7330
103456.7000*	0.6400	0.6580	0.6720	0.6820	0.6900	0.6960	0.6980

POROSIDAD EN FUNCION DE SIGMA-PA (=X) Y DE PA-PW (=Y)

x	13794.2300	137942.3000	275884.7000	413827.0000	551769.3000	689711.7000	827654.0000
Y	0.0	0.4645	0.4305	0.4175	0.4110	0.4070	0.4043
34485.5800*	0.4605	0.4373	0.4250	0.4188	0.4148	0.4116	0.4095
48279.8200*	0.4542	0.4390	0.4275	0.4216	0.4175	0.4145	0.4120
68971.1900*	0.4550	0.4416	0.4307	0.4245	0.4205	0.4174	0.4150
103456.7000*	0.4521	0.4429	0.4335	0.4275	0.4232	0.4196	0.4170

PERMEABILIDAD RELATIVA DEL AGUA EN FUNCION DEL GRADO DE SATURACION

S E(S)

0.0	*	0.0
0.20000	*	0.01300
0.30000	*	0.03200
0.50000	*	0.07000
0.65000	*	0.12000
0.80000	*	0.15000
0.90000	*	0.90000
0.94000	*	0.98000
0.96000	*	0.99500
1.00000	*	1.00000

CONDICIONES INICIALES CALCULADAS PARA T=0+

PUNTO 1

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION	P. AIRE	P. AGUA
1	140385,900	111276,900
2	140342,300	109914,200
3	140330,100	109840,700
4	140330,000	109840,600

PUNTO 2

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION	P. AIRE	P. AGUA
1	140385,900	111276,900
2	140342,300	109914,200
3	140330,100	109840,700
4	140330,000	109840,600

PUNTO 3

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION	P. AIRE	P. AGUA
1	140385,900	111276,900
2	140342,300	109914,200
3	140330,100	109840,700
4	140330,000	109840,600

PUNTO 4

ESTADO INICIAL T=0- PA=0.1000E+06 PW=0.5000E+05 SIG=PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION

P. AIRE

P. AGUA

1	140385.900	111276.900
2	140342.300	109914.200
3	140330.100	109840.700
4	140330.000	109840.600

PUNTO 5

ESTADO INICIAL T=0- PA=0.1000E+06 PW=0.5000E+05 SIG=PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION

P. AIRE

P. AGUA

1	140385.900	111276.900
2	140342.300	109914.200
3	140330.100	109840.700
4	140330.000	109840.600

PUNTO 6

ESTADO INICIAL T=0- PA=0.1000E+06 PW=0.5000E+05 SIG=PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION

P. AIRE

P. AGUA

1	140385.900	111276.900
2	140342.300	109914.200
3	140330.100	109840.700
4	140330.000	109840.600

PUNTO 7

ESTADO INICIAL T=0- PA=0.1000E+06 PW=0.5000E+05 SIG=PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.657A3 DX=-0.1808E-06

ITERACION

P. AIRE

P. AGUA

1	140385.900	111276.900
2	140342.300	109914.200
3	140330.100	109840.700
4	140330.000	109840.600

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.65783 DX=-0.1808E-06

ITERACION P. AIRE P. AGUA

1 140385.900 111276.900
2 140342.300 109914.200
3 140330.100 109840.700
4 140330.000 109840.600

PUNTO 9

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.65783 DX=-0.1808E-06

ITERACION P. AIRE P. AGUA

1 140385.900 111276.900
2 140342.300 109914.200
3 140330.100 109840.700
4 140330.000 109840.600

PUNTO 10

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.65783 DX=-0.1808E-06

ITERACION P. AIRE P. AGUA

1 140385.900 111276.900
2 140342.300 109914.200
3 140330.100 109840.700
4 140330.000 109840.600

PUNTO 11

ESTADO INICIAL T=0- PA= 0.1000E+06 PW= 0.5000E+05 SIG-PA = 0.0 SUC= 0.5000E+05 N=0.46037 S=0.65783 DX=-0.1808E-06

ITERACION P. AIRE P. AGUA

1 140385.900 111276.900
2 140342.300 109914.200
3 140330.100 109840.700
4 140330.000 109840.600

PUNTO PRESION DEL AIRE (N/M**2) PRESION DEL AGUA (N/M**2)

1	140330.000	109840.600
2	140330.000	109840.600
3	140330.000	109840.600
4	140330.000	109840.600
5	140330.000	109840.600
6	140330.000	109840.600
7	140330.000	109840.600
8	140330.000	109840.600
9	140330.000	109840.600
10	140330.000	109840.600
11	140330.000	109840.600

CONDICIONES INICIALES PARA T=0+

PUNTO= 1 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4333E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSSAT=-0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPOR=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 2 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4333E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSSAT=-0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPOR=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 3 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4333E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSSAT=-0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPOR=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 4 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4333E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSSAT=-0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPOR=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

PUNTO = 6 PW = 0.1098E+06 PA = 0.1403E+06 SIGMA-PA = 0.1597E+06 SUCCION = 0.3049E+05
N = 0.4339E+00 DPPOR = -0.1217E-06 DSPOR = 0.1754E-06
S = 0.7323E+00 DSSAT = 0.1874E-06 DSSAT = -0.4646E-05
X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

PUNTO = 7 PW = 0.1098E+06 PA = 0.1403E+06 SIGMA-PA = 0.1597E+06 SUCCION = 0.3049E+05
N = 0.4339E+00 DPPOR = -0.1217E-06 DSPOR = 0.1754E-06
S = 0.7323E+00 DSSAT = 0.1874E-06 DSSAT = -0.4646E-05
X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

PUNTO = 8 PW = 0.1098E+06 PA = 0.1403E+06 SIGMA-PA = 0.1597E+06 SUCCION = 0.3049E+05
N = 0.4339E+00 DPPOR = -0.1217E-06 DSPOR = 0.1754E-06
S = 0.7323E+00 DSSAT = 0.1874E-06 DSSAT = -0.4646E-05
X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

PUNTO = 9 PW = 0.1098E+06 PA = 0.1403E+06 SIGMA-PA = 0.1597E+06 SUCCION = 0.3049E+05
N = 0.4339E+00 DPPOR = -0.1217E-06 DSPOR = 0.1754E-06
S = 0.7323E+00 DSSAT = 0.1874E-06 DSSAT = -0.4646E-05
X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

PUNTO = 10 PW = 0.1098E+06 PA = 0.1403E+06 SIGMA-PA = 0.1597E+06 SUCCION = 0.3049E+05
N = 0.4339E+00 DPPOR = -0.1217E-06 DSPOR = 0.1754E-06
S = 0.7323E+00 DSSAT = 0.1874E-06 DSSAT = -0.4646E-05
X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

PUNTO = 11 PW = 0.1098E+06 PA = 0.1403E+06 SIGMA-PA = 0.1597E+06 SUCCION = 0.3049E+05
N = 0.4339E+00 DPPOR = -0.1217E-06 DSPOR = 0.1754E-06
S = 0.7323E+00 DSSAT = 0.1874E-06 DSSAT = -0.4646E-05
X = 0.2051E+00 AKK = 0.1891E-15 KA = 0.1669E-09 KW = 0.5762E-09
DEFORMACION UNITARIA = -0.4685E-01

DEFORMACION TOTAL = -0.4685E-03 M

TIEMPO	ITERACION	PRESIONES QUE CONVERGEN
2	2	12
TIEMPO	ITERACION	PRESIONES QUE CONVERGEN
2	3	16
TIEMPO	ITERACION	PRESIONES QUE CONVERGEN
2	4	18
TIEMPO	ITERACION	PRESIONES QUE CONVERGEN
2	4	22

PUNTO PRESION DEL AIRE (N/M**2) PRESION DEL AGUA (N/M**2)

1 1.00000.000 50000.000
125338.100 97165.940

3 136698.400 105177.800
140525.600 110173.400

5 140102.100 109513.600
140557.900 109882.200

7 140306.800 109806.400
140532.900 109845.100

9 140326.700 109835.600
140329.900 109840.700

11 140329.300 109839.400

PUNTO= 1 PA=0.5000E+05 SIGMA_PA=0.2000E+06 SUCCION=0.5000E+05
N=0.4330E+00 DPPOR=-0.8385E-07 DSPOR= 0.1714E-06
S= 0.6968E+00 DPSAT= 0.1775E-06 DSSAT=-0.9900E-06
X= 0.2316E+00 AKK= 0.3207E-15 KA= 0.12017E-09 KW=0.4572E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4826E-01

PUNTO= 2 PW=0.9717E+05 SIGMA_PA=0.1737E+06 SUCCION=0.2917E+05
N=0.4320E+00 DPPOR=-0.1104E-06 DSPOR= 0.1898E-06
S= 0.7413E+00 DPSAT= 0.1799E-06 DSSAT=-0.5012E-05
X= 0.1968E+00 AKK= 0.1579E-15 KA= 0.1254E-09 KW=0.5755E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4998E-01

PUNTO= 3 PW=0.1052E+06 PA=0.1367E+06 SIGMA_PA=0.1633E+06 SUCCION=0.3152E+05
N=0.4336E+00 DPPOR=-0.1177E-06 DSPOR= 0.1744E-06
S= 0.7284E+00 DPSAT= 0.1883E-06 DSSAT=-0.4318E-05
X= 0.2079E+00 AKK= 0.2006E-15 KA= 0.1725E-09 KW=0.5581E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4826E-01

PUNTO= 4 PW=0.1102E+06 PA=0.1405E+06 SIGMA-PA=0.1595E+06 SUCCION=0.3035E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1220E-06 DSPOR=0.1758E-06
S=0.7322E+00 DPSAT=0.1871E-06 DSSAT=-0.4689E-05
X=0.2047E+00 AKK=0.1873E-15 KA=0.1655E-09 KW=0.5784E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 5 PW=0.1095E+06 PA=0.1401E+06 SIGMA-PA=0.1599E+06 SUCCION=0.3059E+05
N=0.4338E+00 DPPOR=-0.1214E-06 DSPOR=0.1752E-06
S=0.7319E+00 DPSAT=0.1875E-06 DSSAT=-0.4675E-05
X=0.2054E+00 AKK=0.1904E-15 KA=0.1678E-09 KW=0.5746E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4687E-01

PUNTO= 6 PW=0.1099E+06 PA=0.1404E+06 SIGMA-PA=0.1596E+06 SUCCION=0.3048E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSPOR=0.1755E-06
S=0.7324E+00 DPSAT=0.1874E-06 DSSAT=-0.4650E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1889E-15 KA=0.1668E-09 KW=0.5764E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 7 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3050E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSPOR=0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPSAT=0.1874E-06 DSSAT=-0.4645E-05
X=0.2052E+00 AKK=0.1892E-15 KA=0.1670E-09 KW=0.5760E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 8 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSPOR=0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPSAT=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5763E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 9 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSPOR=0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPSAT=0.1874E-06 DSSAT=-0.4645E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 10 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSPOR=0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPSAT=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

PUNTO= 11 PW=0.1098E+06 PA=0.1403E+06 SIGMA-PA=0.1597E+06 SUCCION=0.3049E+05
N=0.4339E+00 DPPOR=-0.1217E-06 DSPOR=0.1754E-06
S=0.7323E+00 DPSAT=0.1874E-06 DSSAT=-0.4646E-05
X=0.2051E+00 AKK=0.1891E-15 KA=0.1669E-09 KW=0.5762E-09

DEFORMACION UNITARIA=-0.4685E-01

DEFORMACION TOTAL = -0,4689E-03 M

VI. LISTADO DEL PROGRAMA

SOURCE LIST

```
01      OPTION FILE(1), FILE(2), FILE(3)
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3,2), PCOOR(3,10,2), H(3,10,2), A(3,10,2), P(3,
110,2), @ (3,10,2), ZXYBA(3,10,5), DDMOB(3,10,5)
03      COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN
04      COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
05      COMMON /COOR/ COORD(21)
06      COMMON /INIC/ ICERO, CARGA0, PAI(21), PWI(21)
07      COMMON /AKAW/ AA, BA, AW, BW
08      COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, VISA, CW
09      COMMON /APRO/ MAXIT, APRXA, APRXW
10      COMMON /TIEM/ TTEMP(30), CARGA(30), NTIEM
11      COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WETGP(3)
12      COMMON /FIX/ NFIX, NOFIX(3), IFPRE(30,3,2), PRESC(30,3,2)
13      COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(3), IFFLU(30,3,2), FLUJO(30,3,2)
14      CALL DATOS
15      CALL SPDAT
16      CALL SPLINI
17      CALL SPLINO
18      CALL CLAVE
19      STOP
20      END
```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE DATOS
02      COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
03      COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
04      COMMON /COOR/ COORD(21)
05      COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
06      COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW
07      COMMON /INIC/ ICERO,CARGA0,PAI(21),PWI(21)
08      COMMON /APRO/ MAXIT,APRXA,APRXW
09      COMMON /GAU/ NGAUS,POSGP(3),WEIGP(3)
10      COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
11      COMMON /FLU/ NCONT,NOFLU(3),IFFLU(30,3,2),FLUJO(30,3,2)
12      COMMON /FIX/ NVFIX,NOFIX(3),IFPRE(30,3,2),PRESC(30,3,2)

C
C
C      SUBROUTINA QUE LEE TODOS LOS DATOS NECESARIOS PARA EL PROGRAMA
C
C      LECTURA DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS
C
13      READ(5,701) NELEM,NNODE,NPOIN,NGAUS,NVFIX,NCONT,NTIEM
14      WRITE(6,702) NELEM,NNODE,NPOIN,NGAUS,NVFIX,NCONT,NTIEM
15      WRITE(6,703)
16      701 FORMAT(7I5)
17      702 FORMAT(1H1,5(//),2(50X,24(1H*),//),50X,2H**, ' DATOS DE ENTRADA ',2
18      1H**,/,2(50X,24(1H*),//),5(//),45X, ' NUMERO DE ELEMENTOS=',15,//,45X, '
19      2 NUMERO DE NODOS POR ELEMENTO=',15,//,45X, ' NUMERO TOTAL DE PUNTOS=',
20      3,15,//,45X, ' PUNTOS DE INTEGRACION POR GAUSS=',15,//,45X, ' PUNTOS DE
21      4L CONTORNO CON PRESIONES PREFIJADAS=',15,//,45X, ' PUNTOS DEL CONTOR
22      5NO CON FLUJOS PREFIJADOS=',15,//,45X, ' NUMERO DE INSTANTES DE TIEMPO
23      6=',15,10(//)
24      703 FORMAT(1H1,10(//),35X, ' ELEMENTO ',15X, ' ORDENACION DE LOS NODOS ',//)

C
C      NUMERACION DE LOS NODOS DE CADA ELEMENTO
C
19      DO 100 IELEM=1,NELEM
20      100 READ(5,704) NUMEL,(LNODS(NUMEL,INODE),INODE=1,NNODE)
21      DO 200 IELEM=1,NELEM
22      200 WRITE(6,705) IELEM,(LNODS(IELEM,INODE),INODE=1,NNODE)
23      704 FORMAT(4I5)
24      705 FORMAT(29X,15,20X,3I5,/)

C
C      VALOR DE LAS COORDENADAS
C
25      DO 300 IPOIN=1,NPOIN
26      300 COORD(IPOIN)=0.
27      400 READ(5,706) IPOIN,COORD(IPOIN)
28      IF(IPOIN.NE.NPOIN) GO TO 400
29      CALL NODEX
30      WRITE(6,707)
31      DO 500 IPOIN=1,NPOIN
32      500 WRITE(6,708) IPOIN,COORD(IPOIN)
33      706 FORMAT(15,F10.5)
34      707 FORMAT(1H1,10(//),50X, ' COORDENADAS ',//,20X, ' PUNTO ',10X, ' X (EN METR
35      20S),,///)
36      708 FORMAT(20X,14,10X,F10.5,/)

C
C      VALOR DEL TIEMPO EN CADA ESCALON
C
36      WRITE(6,709)
37      DO 600 ITIEM=1,NTIEM      82
38      READ(5,710) TIEMP(ITIEM)
39      600 WRITE(6,711) ITIEM,TIEMP(ITIEM)

```

SOURCE LIST

```

40      709 FORMAT(1H1,10(/),50X,'ESCALONES DE TIEMPO',///,20X,'INSTANTE',9X,'V
        1ALOR DEL TIEMPO',,(EN SEGUNDOS),,/)
41      710 FORMAT(F15,5)
42      711 FORMAT(20X,I5,15X,F15,5,/)
C
C      VALOR DE LA APROXIMACION EN LAS ITERACIONES Y NUMERO MAXIMO DE
C      ITERACIONES EN CADA ESCALON
C
43      READ (5,712) APRXA,APRXW,MAXIT
44      WRITE(6,713) APRXA,APRXW,MAXIT
45      712 FORMAT(2F10,5,I5)
46      713 FORMAT(10(/),30X,'VALOR DE LAS APROXIMACIONES EN LAS ITERACIONES',
        1,///,10X,'APROXIMACION PARA "PA"=',F10,5,'N/M**2',10X,'APROXIMACION
        2 PARA "PW" =',F10,5,'N/M**2',///,30X,'NUMERO MAXIMO DE ITERACIONES
        3 POR ESCALON =',I5,/////)
C
C      LECTURA DE LAS CONSTANTES FISICAS DE PROBLEMA
C
47      READ(5,714) G,HENRY,BETA,PESPW,VISA,CW
48      WRITE(6,715) G,HENRY,BETA,PESPW,VISA,CW
49      714 FORMAT(F10,5,2E14,8,F10,5,E14,8,E14,7)
50      715 FORMAT(1H1,10(/),30X,'CONSTANTES FISICAS DEL PROBLEMA',///,10X,'A
        1CELERACION DE LA GRAVEDAD=',F10,5,' M/SEG**2',///,10X,'CONSTANTE D
        2E HENRY=',E14,8,///,10X,'COMPRESIBILIDAD DEL AIRE=',E14,8,'SEG**2/M
        3**2',///,10X,'PESO ESPECIFICO DEL AGUA=',F10,2,'N/M**3',///,10X,'VIS
        4COSIDAD DEL AIRE =',E14,8,'N*SEG/M**2',///,10X,'COM PRESIBILIDAD DEL
        5 AGUA',E14,7,'M**2/N')
C
C      PARAMETROS PARA CALCULAR LAS PERMEABILIDADES DEL AIRE (AA,BA),
C      Y DEL AGUA(AW,BW)
C
51      READ (5,813) AA,BA,AW,BW
52      WRITE (6,814) AA,BA,AW,BW
53      813 FORMAT (4E14,8)
54      814 FORMAT (10(/),10X,'PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA PERMEABILIDAD
        1DEL AIRE Y DEL AGUA',/,10X,'AA=',E14,8,5X,'BA=',E14,8,5X,'AW=',E14
        2,8,5X,'BW=',E14,8,/,10X,' WK = WK (S)*BW*(AW**E)',20X,'AK=G*BETA*PA*
        3(E*(1-S))**AA*BA/VICOSIDAD')
C
C      LECTURA DE LAS CONDICIONES INICIALES
C
55      READ(5,730) ICERO,CARGAO
56      730 FORMAT(I2,F10,2)
57      IF(ICERO.GT.0) GO TO 731
C
C      SI SE CONOCEN PARA T=0-
C
58      WRITE (6,732) CARGAO
59      732 FORMAT (1H1,10(/),30X,'CONDICIONES INICIALES PARA T = 0 -',/,57X,7
        1(1H=),/,25X,'CARGA (0-) = ',F15,3,'N/M**2',/,20X,'PUNTO',10X,'PRES
        2ION DEL AIRE (N/M**2) ',10X,'PRESION DEL AGUA (N/M**2)',,/)
60      GO TO 733
C
C      SI SE CONOCEN PARA T=0+
C
61      731 WRITE (6,716)
62      733 DO 700 JPOIN=1,NPOIN
63      READ(5,717) JPOIN,PAI(JPOIN),PWI(JPOIN)
64      700 WRITE(6,718) JPOIN,PAI(JPOIN),PWI(JPOIN)
65      716 FORMAT(1H1,10(/),50X,'CONDICIONES INICIALES',/,20X,'PUNTO',10X,'P
        1RESION DEL AIRE (N/M**2) ',10X,'PRESION DEL AGUA (N/M**2)',,/)

```

SOURCE LIST

```

56      717 FORMAT (15,2F20,6)
57      718 FORMAT (20X,15,10X,F12.4,22X,F12.4)
58      IF(NVFIX.EQ.0) GO TO 555
      C
      C      LECTURA DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO
      C      PUNTOS CON PRESIONES FIJADAS
      C
59      WRITE (6,719)
70      DO 800 ITIEM=2,NTIEM
71      WRITE (6,720) ITIEM
72      DO 800 IVFIX=1,NVFIX
73      READ (5,721) NOFIX(IVFIX),(IFPRE(ITIEM,IVFIX,IGRDL),IGRDL=1,2),(PR
1ESCC(ITIEM,IVFIX,IGRDL),IGRDL=1,2)
74      800 WRITE(6,722) NOFIX(IVFIX),(IFPRE(ITIEM,IVFIX,IGRDL),IGRDL=1,2),(PR
1ESCC(ITIEM,IVFIX,IGRDL),IGRDL=1,2)
75      719 FORMAT (1H1,10(/),30X,'CONDICIONES DE CONTORNO.- (PUNTOS CON PRESIO
2NES PREFIJADAS)',//,45X,'PUNTO',10X,'CODIGO',5X,'VALORES DE LAS PR
2ESIONES FIJADAS EN N/M**2',//)
76      720 FORMAT(3(/),10X,'INSTANTE DE TIEMPO=',15,//)
77      721 FORMAT (15,2I1,2F12.4)
78      722 FORMAT(45X,15,10X,2I2,10X,2F15.4)
      C
      C      LECTURA DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO EN LAS QUE SE FIJAN
      C      LOS FLUJOS DE AIRE O AGUA
      C
79      555 IF(NCONT.EQ.0) GO TO 999
80      WRITE(6,723)
81      DO 900 ITIEM=2,NTIEM
82      JESCA=ITIEM-1
83      WRITE(6,820) JESCA
84      820 FORMAT (///,5X,'ESCALON DE TIEMPO=',15,//)
85      DO 900 ICONT=1,NCONT
86      READ (5,773) NOFLU(ICONT),(IFFLU(ITIEM,ICONT,IGRDL),IGRDL=1,2),(FL
1UJO(ITIEM,ICONT,IGRDL),IGRDL=1,2)
87      773 FORMAT (15,2I1,2E10.4)
88      900 WRITE(6,724) NOFLU(ICONT),(IFFLU(ITIEM,ICONT,IGRDL),IGRDL=1,2),(FL
1UJO(ITIEM,ICONT,IGRDL),IGRDL=1,2)
89      GO TO 996
90      723 FORMAT(1H1,10(/),30X,'CONDICIONES DE CONTORNO.- PUNTOS CON FLUJOS
1 DE AIRE O AGUA FIJADOS',///,30X,'PUNTO',10X,'CODIGO',20X,'VALOR D
3E LOS FLUJOS FIJADOS',///,51X,'FLUJO MASICO DEL AIRE (KG/SEG*M**2)',
4,5X,'FLUJO VOLUMETRICO DEL AGUA (M/SEG)',//)
91      724 FORMAT (30X,15,10X,2I2,10X,E12.4,10X,E12.4)
92      999 WRITE(6,997)
93      997 FORMAT(10(/),10X,'NO SE FIJA EL FLUJO MASICO DEL AIRE O LA VELOCID
1D DEL AGUA EN NINGUN NODO',///)
94      GO TO 996
      C
      C      LECTURA DEL VALOR DE LA PRESION EXTERIOR
      C
95      996 WRITE(6,725)
96      DO 1000 ITIEM=1,NTIEM
97      READ (5,726) CARGA (ITIEM)
98      1000 WRITE(6,727) ITIEM,CARGA(ITIEM)
99      725 FORMAT (1H1,10(/),30X,'CARGAS EXTERIORES',//,10X,'INSTANTE DE TIEMP
10',5X,'PRESION (N/M**2)')
00      726 FORMAT (F11.4)
01      727 FORMAT(10X,110,15X,F11.4)
      C
      C      CALCULO DE LAS RATICES Y PESOS PARA LA INTEGRACION POR GAUSS
      C

```

SOURCE LIST

02 CALL GAUSS
03 RETURN
04 END

SOURCE LIST

```
01      SUBROUTINE NODEX  
02      COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN  
03      COMMON /ORD/ LNODS(10,3)  
04      COMMON /COOR/ COORD(21)  
05      DO 30 IELEM=1, NELEM  
06      NCENT=LNODS(IELEM,2)  
07      NPANT=LNODS(IELEM,1)  
08      NPOST=LNODS(IELEM,3)  
09      30 COORD(NCENT)=(COORD(NPANT)+COORD(NPOST))/2.  
10      RETURN  
11      END
```

SOURCE LIST

01 SUBROUTINE GAUSS
 02 COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)

C
 C
 C

 * SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE LAS RAICES Y LOS PESOS PARA *
 * LA INTEGRACION NUMERICA POR GAUSS. *

C
 C
 C

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

C
 C
 C

POSGP(NGAUS) = VAOR DE LAS RAICES
 WEIGP(NGAUS) = VALOR DE LOS PESOS

C
 C
 C

03 IF (NGAUS.GT.2) GO TO 10

C
 C
 C

INTAGRACION CON DOS PUNTOS

C
 C
 C

04 POSGP(1)=-0.577350269189626
 05 WEIGP(1)=1.
 06 GO TO 20

C
 C
 C

INTEGRACION CON TRES PUNTOS

C
 C
 C

07 10 POSGP(1)=-0.774596669241483
 08 POSGP(2)=0.
 09 WEIGP(1)=0.5555555555555556
 10 WEIGP(2)=0.8888888888889

C
 C
 C

CALCULO DE LAS RAICES SIMETRICAS

C
 C
 C

11 20 KGAUS=NGAUS/2
 12 DO 30 IGASH=1,KGAUS
 13 JGASH=NGAUS+1-IGASH
 14 POSGP(JGASH)=-POSGP(IGASH)
 15 30 WEIGP(JGASH)=WEIGP(IGASH)
 16 RETURN
 17 END

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE SPDAT
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
03      READ (5,900) NTIPO
04      900 FORMAT (I5)
      C
      C      LECTURA DE LAS COORDENADAS DE LOS PUNTOS BASE Y DEL VALOR
      C      DE LAS FUNCIONES EN DICHS PUNTOS
      C
      C
05      READ (5,901) ((N(ITIPO, IDIRE), IDIRE=1,2), ITIPO=1,NTIPO)
06      901 FORMAT (8I5)
07      DO 1 ITIPO=1,NTIPO
08      DO 2 IDIRE=1,2
09      NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
10      IF (NMAX.EQ.1) GO TO 3
11      DO 2 ISITU=1,NMAX
12      2 READ(5,902) PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)
13      3 NX=N(ITIPO,1)
14      NY=N(ITIPO,2)
15      DO 4 ISITU=1,NX
16      DO 4 JSITU=1,NY
17      4 READ (5,902) ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)
18      1 CONTINUE
19      902 FORMAT (F11.4)
      C
      C
      C      ESCRITURA DE LOS DATOS
      C
      C
20      WRITE (6,903)
21      903 FORMAT (1H1,10(/),10X,'PUNTOS BASE PARA LA INTERPOLACION')
22      DO 5 ITIPO=1,NTIPO
23      IF(ITIPO.EQ.1) WRITE(6,801)
24      IF(ITIPO.EQ.2) WRITE(6,802)
25      IF(ITIPO.EQ.3) WRITE(6,803)
26      801 FORMAT(10(/),10X,'GRADO DE SATURACION EN FUNCION DE SIGMA-PA (=X)
1Y DE PA-PW (=Y)',/)
27      802 FORMAT (10(/),10X,'POROSIDAD EN FUNCION DE SIGMA-PA (=X) Y DE',
1 PA-PW (=Y)',/)
28      803 FORMAT (10(/),10X,'PERMEABILIDAD RELATIVA DEL AGUA EN FUNCION DEL
1GRADO DE SATURACION',/)
29      NX=N(ITIPO,1)
30      NY=N(ITIPO,2)
31      IF (N(ITIPO,2).EQ.1) GO TO 6
      C
      C      DOS DIRECCIONES
      C
32      WRITE (6,905) (PCOOR(ITIPO, ISITU, 1), ISITU=1,NX)
33      905 FORMAT (5(/),10X,,X,,10X,7F11.4)
34      WRITE (6,909)
35      909 FORMAT (/,,9X,,Y,,10X,,*,,,/,20X,,*,,,/)
36      DO 7 ISITU=1,NY
37      7 WRITE (6,906) PCOOR (ITIPO, ISITU, 2), (ZXYBA(ITIPO, K SITU, ISITU), K SITU=1,NX)
38      906 FORMAT (9X, F11.4, *,, 7F11.4, /, 20X, *,)
39      GO TO 5
      C
      C      UNA DIRECCION
      C
40      6 WRITE (6,907)

```

SOURCE LIST

```
+1      907 FORMAT(5(/),30X,'S',5X,'*',5X,'E(S)',/,36X,'*')
+2      DO 52 ISITU=1,NX
+3      52 WRITE (6,908) PCOOR (ITIPO,ISITU,1),ZXYBA(ITIPO,ISITU,1)
+4      908 FORMAT (22X,F10.5,4X,'*',F10.5,/,36X,'*')
+5      5 CONTINUE
+6      RETURN
+7      END
```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE SPLIN1
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
03      110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
          DIMENSION C(3,10,2)
          C
          C
          C      SUBROUTINA QUE CALCULA LAS VARIABLES INTERMEDIAS NECESARIAS
          C      PARA EL CALCULO DE LOS MOMENTOS EN CADA PUNTO BASE Y QUE
          C      NO DEPENDEN DEL VALOR DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN ESE
          C      PUNTO BASE.
          C      SIRVEN PARA TODAS LAS FUNCIONES QUE RESULTAN AL SECCIONAR
          C      UNA FUNCION DE DOS VARIABLES POR PLANOS PARALELOS CON IGUAL
          C      DISTRIBUCION DE SUS PUNTOS BASE
          C
          C      LAS VARIABLES INTERMEDIAS SON H,C,A,P,Q
          C
04      DO 1 ITIPO=1,NTIPO
05      DO 1 IDIRE=1,2
06      NMAX=N(ITIPO,IDIRE)-1
07      IF (NMAX.EQ.0) GO TO 1
08      DO 2 ISITU=1,NMAX
09      2 H(ITIPO,ISITU,IDIRE)=PCOOR(ITIPO,ISITU+1,IDIRE)-PCOOR(ITIPO,ISITU,
          1 IDIRE)
          DO 3 ISITU =2,NMAX
          C(ITIPO,ISITU,IDIRE)=H(ITIPO,ISITU,IDIRE)/(H(ITIPO,ISITU,IDIRE)+H(
          1 ITIPO,ISITU-1,IDIRE))
          3 A(ITIPO,ISITU,IDIRE)=1.-C(ITIPO,ISITU,IDIRE)
          C(ITIPO,1,IDIRE)=-1.
          NMAX=N(ITIPO,IDIRE)
          A(ITIPO,NMAX,IDIRE)=-1.
          QQ=0.
          DO 4 ISITU=1,NMAX
          IF (ISITU.NE.1) QQ=Q(ITIPO,ISITU-1,IDIRE)
          P(ITIPO,ISITU,IDIRE)=A(ITIPO,ISITU,IDIRE)*QQ+2.
          4 Q(ITIPO,ISITU,IDIRE)=-C(ITIPO,ISITU,IDIRE)/P(ITIPO,ISITU,IDIRE)
          1 CONTINUE
          RETURN
          END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE SPLIN0
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
03      110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
      DIMENSION ZPBAS(10),DDBAS(10)
      C
      C
      C      SUBROUTINA QUE CALCULA LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'Y'
      C      EN CADA PUNTO BASE DE LAS FUNCIONES DE DOS VARIABLES PARA
      C      ALMACENARLOS Y UTILIZARLOS PARA INTERPOLAR.
      C      EN LAS FUNCIONES DE UNA VARIABLE HALLA LOS MOMENTOS SEGUN
      C      LA DIRECCION 'X'.
      C
      C      SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES
      C
      C      NTIPO= NUMERO DE FUNCIONES DISTINTAS A INTERPOLAR
      C      N(ITIPO,IDIRE)= NUMERO DE PUNTOS BASE SEGUN LA DIRECCION
      C      IDIRE, DE LA FUNCION ITIPO.
      C      PCOOR(ITIPO,ISITU,IDIRE)=COORDENADAS DEL PUNTO BASE ISITU
      C      SEGUN LA DIRECCION IDIRE DE LA FUNCION ITIPO
      C      ZXYBA(ITIPO,ISITU,JSITU)= VALOR DE LA FUNCION ITIPO EN
      C      EL PUNTO (ISITU,JSITU).
      C      DDMOB(ITIPO,ISITU,JSITU)= VALOR DEL MOMENTO SEGUN LA DI-
      C      RECCION 'Y' EN EL PUNTO BASE (ISITU,JSITU). EN LAS
      C      FUNCIONES DE UNA VARIABLE JSITU=1
      C
      C
04      DO 8 ITIPO=1,NTIPO
05      NX=N(ITIPO,1)
06      NY=N(ITIPO,2)
07      IF (NY.EQ.1) GO TO 9
      C
      C
      C      CALCULO DE LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'Y' PARA
      C      FUNCIONES DE DOS VARIABLES
      C
      C
08      DO 10 ISITU=1,NX
09      DO 11 JSITU=1,NY
10      11 ZPBAS(JSITU)=ZXYBA(ITIPO,ISITU,JSITU)
11      CALL SPLIN2(ITIPO,2,ZPBAS,DDBAS)
12      DO 12 JSITU=1,NY
13      12 DDMOB(ITIPO,ISITU,JSITU)=DDBAS(JSITU)
14      10 CONTINUE
15      GO TO 8
      C
      C
      C      CALCULO DE LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'X' PARA
      C      FUNCIONES DE UNA VARIABLE
      C
      C
16      9 DO 13 ISITU=1,NX
17      13 ZPBAS(ISITU)=ZXYBA(ITIPO,ISITU,1)
18      CALL SPLIN2(ITIPO,1,ZPBAS,DDBAS)
19      DO 14 ISITU=1,NX
20      14 DDMOB(ITIPO,ISITU,1)=DDBAS(ISITU)
21      8 CONTINUE
22      RETURN
23      END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE SPLIN2(ITIPO, IDIRE, ZPBAS, DDBAS)
02      COMMON /SPLIN/ N(TIPO, N(3,2)), PCOOR(3,10,2), H(3,10,2), A(3,10,2), P(3,
03      110,2), Q(3,10,2), ZXYBA(3,10,5), DDMOB(3,10,5)
          DIMENSION ZPBAS(10), D(10), U(10), DDBAS(10)
          C
          C
          C      SUBROUTINA QUE DADO EL VALOR DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN LOS
          C      PUNTOS BASE CALCULA LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA PARA HALLAR
          C      LOS MOMENTOS Y CON LOS YA CALCULADOS EN SPLIN1 CALCULA DICHS
          C      MOMENTOS RESOLVIENDO EL SISTEMA
          C
          C
          C      SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES
          C
          C      ZPBAS(ISITU)=VALORES DE LA FUNCION ITIPO EN LOS PUNTOS
          C      BASE SEGUN LA DIRECCION IDIRE.
          C      DDBAS(ISITU)=VALOR DE LOS MOMENTOS EN DICHS PUNTOS
          C      D,U= CONSTANTES INTERMEDIAS QUE DEPENDEN DE LOS VALORES
          C      DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN LOS PUNTOS BASE
          C
          C
          C      CALCULO DE LAS VARIABLES INTERMEDIAS
          C
          C
04      NMAX=N(ITIPO, IDIRE)-1
05      DO 1 ISITU=2, NMAX
06      DD=((ZPBAS(ISITU+1)-ZPBAS(ISITU))/H(ITIPO, ISITU, IDIRE))-((ZPBAS(
07      1 ISITU)-ZPBAS(ISITU-1))/H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))
          1 D(ISITU)=DD*0.7/(H(ITIPO, ISITU, IDIRE)+H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))
08      UU=0.
09      NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
10      D(1)=0.
11      D(NMAX)=0.
          C
          C
          C      CALCULO DE LOS MOMENTOS
          C
          C
12      DO 2 ISITU=1, NMAX
13      IF (ISITU.EQ.1) UU=U(ISITU-1)
14      2 U(ISITU)=(D(ISITU)-A(ITIPO, ISITU, IDIRE)*UU)/P(ITIPO, ISITU, IDIRE)
15      DDBAS(NMAX)=U(NMAX)
16      DO 3 ISITU=2, NMAX
17      KSITU=NMAX-ISITU+1
18      3 DDBAS(KSITU)=Q(ITIPO, KSITU, IDIRE)*DDBAS(KSITU+1)+U(KSITU)
19      RETURN
20      END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE CLAVE
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
03      COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
04      COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
05      COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
06      COMMON /COOR/ COORD(21)
07      COMMON /GAU/ NGAUS,POSGP(3),WEIGP(3)
08      COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW
09      COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
10      COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
11      COMMON /INCRE/ TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM
12      COMMON /UTA/ UTA1(42),UTA2(42)
13      COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
14      COMMON /INIC/ ICERO,CARGA0,PAI(21),PWI(21)
15      COMMON /APRO/ MAXIT,APRXA,APRXW
16      COMMON /FIX/ NVFIX,NOFIX(3),IFPRE(30,3,2),PRESC(30,3,2)
17      COMMON /FLU/ NCONT,NOFLU(3),IFFLU(30,3,2),FLUJO(30,3,2)
18      COMMON /ESC/ IESCR,INICI
19      COMMON /DEFO/ PORV(21)
20      COMMON /CINIC/ AC,BC,CC,POROI,SATUI
21      DIMENSION UTV(42)
22      NPOI2=2*NPOIN
23      ITIEM=1
24      INICI=1
C
C      SE PARTE DE LAS CONDICIONES INICIALES (T=0+)
C
C      SI YA SON DADAS PARA T=0+
C
25      IF (ICERO.GT.0) GO TO 1
C
C      SI NO SE CONOCEN SE CALCULAN A PARTIR DE LAS DE T=0-
C
26      CALL CONDI
C
27      1 DO 10 IPOIN=1,NPOIN
28          DO 10 IGRDL=1,2
29              IEVAB=2*(IPOIN-1)+IGRDL
30              IF (IGRDL.EQ.1) UT(IEVAB)=PAI(IPOIN)
31              IF (IGRDL.EQ.2) UT(IEVAB)=PWI(IPOIN)
32      10 CONTINUE
C
C      PARA CADA ESCALON DE TIEMPO SE ESTIMA UNA PRIMERA APROXIMACION
C      PARA EMPEZAR LAS ITERACIONES Y SE INTRODUCEN LAS CONDICIONES D
C      DE CONTORNO DEBIDAS A LA FIJACION DE FLUJOS
C
33      20 ITERA=0
34      IESCR=0
35      ITIEM=ITIEM+1
36      IF (IABS(ICERO).LT.2) GO TO 752
37      WRITE(6,101) ITIEM,TIEMP(ITIEM)
38      101 FORMAT(1H1,10(/),20X,'RESOLUCION PARA EL INSTANTE',I5,10X,'TIEMPO',
1,10,2,'SEG',///)
39      752 IF(NCONT.EQ.0) GO TO 25
40      IF(ITIEM.NE.2) REWIND 3
41      CALL CONTOR(ITIEM)
42      25 CALL ESTIMA
43      SIGMA=(CARGA(ITIEM)+CARGA(ITIEM-1))/2.
C
C

```

SOURCE LIST

```

C      EN CADA ITERACION SE ALMACENA EL VALOR DE LA ITERACION ANTERIOR
44      30 ITERA=ITERA+1
45      DO 40 IPOIN=1,NPOIN
46      JEVAB=2*IPOIN
47      IEVAB=JEVAB-1
48      UTV(IEVAB)=UT1(IEVAB)
49      UTV(JEVAB)=UT1(JEVAB)
50      40 CONTINUE

C
C      SE PLANTEA EL SISTEMA EN "CALCUL" Y SE RESUELVE EN "SISTEM"
C
51      45 CALL CALCUL
52      IF(IESCR.EQ.1) GO TO 90
53      CALL SISTEM (ITIEM)
54      IF (IABS(ICERO).LT.2) GO TO 753
55      WRITE(6,104) ITERA
56      104 FORMAT (5(/),50X,'RESULTADO DE LA ITERACION',I5,////,5X,'PUNTO',3
1X,'PA TIEMPO ANT',3X,'PA ITERACION ANT',3X,'PA NUEVO',3X,'PW TIEMP
20 ANT',3X,'PW ITERACION ANT',3X,'PW NUEVA',//)
57      DO 50 IPOIN=1,NPOIN
58      JEVAB=2*IPOIN
59      IEVAB=JEVAB-1
60      50 WRITE(6,105) IPOIN,UT(IEVAB),UTV(IEVAB),UT1(IEVAB),UT(JEVAB),UTV(J
2EVAB),UT1(JEVAB)
61      105 FORMAT(10X,I5,5X,F20.2,10X,F20.2)

C
C      COMPROBACION DE LA CONVERGENCIA
C
62      753 NCONV=0
63      DO 60 IPOIN=1,NPOIN
64      DO 60 IGRDL=1,2
65      IEVAB=2*(IPOIN-1)+IGRDL
66      IF(IGRDL.EQ.1.AND.ABS(UT1(IEVAB)-UTV(IEVAB)).LT.APRXA) NCONV=NCONV
1+1
67      IF(IGRDL.EQ.2.AND.ABS(UT1(IEVAB)-UTV(IEVAB)).LT.APRXW) NCONV=NCONV
1+1
68      60 CONTINUE
69      WRITE(6,106) ITIEM,ITERA,NCONV
70      106 FORMAT (10X,'TIEMPO',I5,5X,'ITERACION',I5,5X,'PRESIONES QUE CONVER
1GEN',I5)
71      IF (ITERA.EQ.MAXIT) GO TO 70
72      IF (NCONV.LT.NPOI2) GO TO 30
73      70 WRITE(6,107) ITIEM,TIEMP(ITIEM)
74      107 FORMAT(1H1,////,20X,'RESULTADO EN EL INSTANTE',I5,5X,'TIEMPO',F10.
13,'SEG',////,10X,'PUNTO',10X,'PRESION DEL AIRE (N/M**2)',10X,'PRES
2ION DEL AGUA (N/M**2)',//)
75      DO 80 IPOIN=1,NPOIN
76      JEVAB=2*IPOIN
77      IEVAB=JEVAB-1
78      80 WRITE(6,108) IPOIN,UT1(IEVAB),UT1(JEVAB)
79      108 FORMAT (/,10X,I5,2(10X,F20.3),/)
80      IESCR=1
81      GO TO 45
82      90 IF(ITIEM.LT.NTIEM) GO TO 20
83      RETURN
84      END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE CONDI
02      COMMON /ELE/  NELEM,NNODE,NPOIN
03      COMMON /INIC/ ICERO,CARGA0,PAI(21),PWI(21)
04      COMMON /APRO/ MAXIT,APRXA,APRXW
05      COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
06      COMMON /DAT/  PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW
07      COMMON /CINIC/ AC,BC,CC,POROI,SATUI
08      COMMON /DEFO/  PORV(21)
09      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
10      C
11      C      SUBROUTINA QUE CALCULA LAS CONDICIONES INICIALES PARA T=0+
12      C
13      WRITE(6,100)
14      C
15      C      PARA CADA PUNTO
16      C
17      DO 900 IPOIN=1,NPOIN
18      WRITE(6,101) IPOIN
19      C
20      C      CALCULO DE "S" Y "N" PARA T=0-
21      C
22      XI=CARGA0-PAI(IPOIN)
23      YI=PAI(IPOIN)-PWI(IPOIN)
24      CALL SATUR(XI,YI,SATUI,DX,DY)
25      CALL POROS(XI,YI,POROI,DX,DY)
26      WRITE(6,105) PAI(IPOIN),PWI(IPOIN),XI,YI,POROI,SATUI,DX
27      PORV(IPOIN)=POROI
28      C
29      C      VARIABLES INTERMEDIAS
30      C
31      AC=SATUI*(1.-CW*PWI(IPOIN))
32      BC=PAI(IPOIN)*(1.-SATUI+HENRY*SATUI)
33      CC=SATUI*CW
34      SIGMA=CARGA(1)
35      C
36      C      INICIO DE LAS ITERACIONES
37      C
38      ITERA=1
39      PA=PAI(IPOIN)+(SIGMA-CARGA0)*(0.1+0.9*10.**(-YI*2.2/PAI(IPOIN)))
40      PW=PWI(IPOIN)+(SIGMA-CARGA0)*(0.29+0.71*10.**(-YI*3.1/PAI(IPOIN)))
41      C
42      C      CALCULO DEL NUEVO VALOR DE PA Y PW
43      C
44      2 CALL RAPH50(SIGMA,PA,PW,PAK,PWK)
45      WRITE(6,102) ITERA,PAK,PWK
46      C
47      C      COMPROBACION DE LA CONVERGENCIA
48      C
49      IF((ABS(PAK-PA).LT.APRXA.AND.ABS(PWK-PW).LT.APRXW).OR.ITERA.GT.MAX
50      1IT) GO TO 3
51      C
52      C      SI NO HA CONVERGIDO
53      C
54      ITERA=ITERA+1
55      PA=PAK
56      PW=PWK
57      GO TO 2
58      3 PAI(IPOIN)=PAK
59      PWI(IPOIN)=PWK

```


SOURCE LIST

```
35      900 CONTINUE
36          WRITE(6,103)
37          DO 4 IPOIN=1,NPOIN
38              4 WRITE(6,104) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
39      100 FORMAT(1H1,10(/),20X,'CONDICIONES INICIALES CALCULADAS PARA T=0+',/
10          1,7(/))
11      101 FORMAT(5(/),20X,,PUNTO,,15,/)
12      102 FORMAT(30X,16,5X,F15.3,10X,F15.3)
13      103 FORMAT(10(/),10X',VALORES DE LAS PRESIONES PARA EL INSTANTE INICIA
14          1AL (T=0+)',,7777,10X,'PUNTO',10X,' PRESION DEL AIRE (N/M**2)',10X,
15          1'PRESION DEL AGUA (N/M**2)',,777)
16      104 FORMAT(10X,15,2F20.3)
17      105 FORMAT(3X,'ESTADO INICIAL T=0-',3X,'PA=',E11.4,3X,'PW=',E11.4,3X,
18          1'SIG-PA =',E11.4,'SUC=',3X,E11.4,3X,'N=',F7.5,3X,'S=',F7.5,1X,'DX=
19          2',E11.4,777,30X,'ITERACION',10X,'P. AIRE',15X,'P. AGUA',/)
20      RETURN
21      END
```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE RAPHSO (SIGMA, PA, PW, PAK, PWK)
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3,2), PCOR(3,10,2), H(3,10,2), A(3,10,2), P(3,
03      110,2), W(3,10,2), ZXYBA(3,10,5), DDMOB(3,10,5)
04      COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, VISA, CW
04      COMMON /CINIC/ AC, BC, CC, POROI, SATUI
      C
      C      SUBROUTINA QUE UTILIZA EL METODO DE NEWTON-RAPSHON
      C
05      X=SIGMA-PA
06      Y=PA-PW
07      CALL POROS(X,Y,PORON,DXPOR,DYPOR)
08      CALL SATUR(X,Y,S,DXS,DYS)
09      D=BC+PA*(1.-HENRY)*(AC+CC*PW)
10      E=AC*PA+CC*PW*PA
11      SS=E/D
12      SPA=(AC+CC*PW)*(D-E*(1.-HENRY))/(D*D)
13      SPW=(D*CC-E*(1.-HENRY)*CC)*PA/(D*D)
14      F=S-SS
15      F1=-DXS+DYS-SPA
16      F2=-DYS-SPW
17      V=PA*(1.-SS+SS*HENRY)
18      T=(HENRY-1.)*PA
19      BS1=BC*(1.-SS)
20      R=POROI*(AC-1.+CC*PW+BS1/V)
21      GG=PORON-(R+POROI)/(1.+R)
22      ZD=(1.-POROI)/((1.+R)*(1.+R))
23      G1=-DXPOR+DYPOR+POROI*ZD*(BC*V*SPA+BS1*(V/PA+T*SPA))/(V*V)
24      G2=-DYPOR+POROI*ZD*(-CC+(V*BC*SPW+BS1*T*SPW))/(V*V)
25      DISCR=F1*G2-G1*F2
26      PAK=PA+(GG*F2-F*G2)/DISCR
27      PWK=PW+(F*G1-GG*F1)/DISCR
28      RETURN
      END

```

```

SOURCE      LIST
.....
01          SUBROUTINE CONTOR(ITIEM)
02          COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
03          COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
04          COMMON /FLU/ NCONT,NOFLU(3),IFFLU(30,3,2),FLUJO(30,3,2)
05          COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
06          DIMENSION AVECT(6)

          C
          C
          C          SUBROUTINA QUE INCORPORA LAS CONDICIONES DE CONTORNO DEBIDAS
          C          LA FIJACION DE LA VELOCIDAD DEL AGUA O DEL FLUJO
          C          MASICO DEL AIRE
          C
          C
07          JESCA=ITIEM-1
08          TEMPO=(TIEMP(ITIEM)+TIEMP(ITIEM-1))/2.

          C
          C          PARA CADA ELEMENTO:
          C
09          DO 10 IELEM=1,NELEM
10          DO 11 IEVAB=1,6
11          AVECT(IEVAB)=0.

          C
          C
          C          NODO A NODO SE COMPRUEBA SI SE HA FIJADO ALGUN FLUJO
          C          SOLO SE PUEDE FIJAR EN LOS NODOS EXTREMOS DEL ELEMENTO
          C
          C
12          DO 20 INODE=1,NNODE,2
13          IPOIN=LNODS(IELEM,INODE)
14          DO 30 ICONT=1,NCONT
15          JPOIN=NOFLU(ICONT)
16          IF(JPOIN.NE.IPOIN) GO TO 30

          C
          C          SI ESTA FIJADO COLOCAMOS EL VALOR CORRESPONDIENTE EN AVECT
          C
17          IEVAB=2*(INODE-1)
18          DO 40 IGRDL=1,2
19          JEVAB=IEVAB+IGRDL
20          IF(IFFLU(ITIEM,ICONT,IGRDL).EQ.0) GO TO 40
21          AVECT(JEVAB)=(INODE-2)*FLUJO(ITIEM,ICONT,IGRDL)
22          40 CONTINUE
23          GO TO 20
24          30 CONTINUE
25          20 CONTINUE

          C
          C
          C          ESCRIBIMOS EL VECTOR "AVECT" EN EL DISCO 3 QUE SE LEERA EN LA
          C          SUBROUTINA COEF
          C
          C
26          WRITE(3) AVECT
27          10 CONTINUE
28          100 FORMAT(20X,15,15X,6F13.6,/)
29          RETURN
30          END

```

SOURCE LIST

```

01 SUBROUTINE ESTIMA
02 COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
03 COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
04 COMMON /INCR/ TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM
05 COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
06 COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
07 COMMON /UTA/ UTA1(42),UTA2(42)
08 ITEM1=ITIEM-1
09 ITEM2=ITIEM-2
10 ITEM3=ITIEM-3
11 NPOI2=2*NPOIN
12 IF (ITIEM-3) 21,22,23
13
14 C
15 C ESTIMACION PARA EL SEGUNDO INSTANTE
16 C
17 21 CONTINUE
18 TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
19 DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITEM1))/TINCR
20 DO 31 IEVAB=1,NPOI2
21 31 UT1(IEVAB)=UT(IEVAB)
22 GO TO 300
23
24 C
25 C ESTIMACION PARA EL TERCER INSTANTE
26 C
27 22 CONTINUE
28 TINC1=TINCR
29 TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
30 DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITEM1))/TINCR
31 AZ=TINCR/TINC1
32 DO 32 IEVAB=1,NPOI2
33 UTA1(IEVAB)=UT(IEVAB)
34 UT(IEVAB)=UT1(IEVAB)
35 32 UT1(IEVAB)=UT(IEVAB)+(AZ*(UT(IEVAB)-UTA1(IEVAB)))
36 GO TO 300
37
38 C
39 C ESTIMACION PARA LOS INSTANTES POSTERIORES AL TERCERO
40 C
41 23 CONTINUE
42 IF (ITIEM.GT.4) GO TO 84
43 TILOG=ALOG(TIEMP(3))-ALOG(TIEMP(2))
44 TINC1=ALOG(TIEMP(2))
45 IF (TIEMP(1).GT.0) TINC1=TINC1-ALOG(TIEMP(1))
46 84 TINC2=TINC1
47 TINC1=TILOG
48 TILOG=ALOG(TIEMP(ITIEM))-ALOG(TIEMP(ITEM1))
49 TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
50 DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITEM1))/TINCR
51 AZ=((TILOG+TINC1)*TILOG)/(TINC2*(TINC1+TINC2))
52 BZ=((TILOG+TINC1+TINC2)*TILOG)/(TINC1*TINC2)
53 CZ=((TILOG+TINC1+TINC2)*(TILOG+TINC1))/((TINC1+TINC2)*TINC1)
54 DO 33 IEVAB=1,NPOI2
55 UTA2(IEVAB)=UTA1(IEVAB)
56 UTA1(IEVAB)=UT(IEVAB)
57 UT(IEVAB)=UT1(IEVAB)
58 33 UT1(IEVAB)=AZ*UTA2(IEVAB)-BZ*UTA1(IEVAB)+CZ*UT(IEVAB)
59 300 RETURN
60 END

```

SOURCE LIST

```
01 SUBROUTINE CALCUL
02 COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYRA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
03 COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
04 COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
05 COMMON /GAU/ NGAUS,POSGP(3),WEIGP(3)
06 COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
07 COMMON /COORD/ COORD(21)
08 COMMON /PRO/ PORO(21),DPPOR(21),DSPOR(21),SATU(21),DPSAT(21),DSSAT(
121),AKA(21),AKW(21)
09 COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW
10 COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
11 COMMON /INCR/ TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM
12 COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
13 COMMON /FLU/ NCONT,NOFLU(3),IFFLU(30,3,2),FLUJO(30,3,2)
14 COMMON /ESC/ IESCR,INICI
15 COMMON /DEFO/ PORV(21)
16 COMMON /INIC/ ICERO,CARGAO,PAT(21),PWI(21)
17 CALL PROPE
18 IF(IESCR.EQ.1) GO TO 1
19 CALL COEF
20 1 RETURN
21 END
```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE PROPE
      C
      C      SUBROUTINA QUE CALCULA LAS CONSTANTES EN CADA NODO EN FUNCION
      C      DE LAS SOLUCIONES DE LA ITERACION ANTERIOR
      C
02      COMMON /SPLIT/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
03      COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
04      COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
05      COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW
06      COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
07      COMMON /PRO/ PORO(21),DPPOR(21),DSPOR(21),SATU(21),DPSAT(21),DSSAT(
121),AKA(21),AKW(21)
08      COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
09      COMMON /ESCR/ IESCR,INICI
10      COMMON /DEFUN/ PORV(21)
11      COMMON /COORD/ COORD(21)
12      COMMON /ORD/ LNODES(10,3)
13      COMMON /INIC/ ICERO,CARGAO,PAI(21),PWI(21)
14      DIMENSION DEFUN(21)
      C
      C      PARA CADA NODO
      C
15      IF(INICI.EQ.1) WRITE(6,98)
16      98 FORMAT(10(/),30X,,CONDICIONES INICIALES PARA T=0+,,//)
17      DO 2 LNODE=1,NPOIN
      C
      C      ALMACENAMIENTO DE PW Y PA
      C
18      DO 3 IGRDL=1,2
19      IEVAB=(LNODE-1)*2+IGRDL
20      UT2(IEVAB)=(UT(IEVAB)+UT1(IEVAB))/2.
21      IF(IGRDL.EQ.1,AND,IESCR.NE.1) PA=UT2(IEVAB)
22      IF(IGRDL.EQ.2,AND,IESCR.NE.1) PW=UT2(IEVAB)
23      IF(IGRDL.EQ.1,AND,IESCR.EQ.1) PA=UT1(IEVAB)
24      3 IF(IGRDL.EQ.2,AND,IESCR.EQ.1) PW=UT1(IEVAB)
      C
      C      CALCULO DE LA POROSIDAD
      C
25      X=SIGMA-PA
26      Y=PA-PW
27      IF(Y.LT.0.) Y=0.
28      CALL POROS(X,Y,POR,DXPOR,DYPOR)
29      PORO(LNODE)=POR
30      DPPOR(LNODE)=DXPOR
31      DSPOR(LNODE)=DYPOR
32      IF(POR.GT.1.) POR=0.8
33      IF(POR.LT.0.) POR=0.01
      C
      C      CALCULO DE LA SATURACION
      C
34      CALL SATUR(X,Y,S,DXS,DYS)
35      SATU(LNODE)=S
36      DPSAT(LNODE)=DXS
37      DSSAT(LNODE)=DYS
      C
      C      CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE
      C
38      IF(S.GT.1.) S=0.999
39      IF(S.LT.0.) S=0.01
40      R=(POR/(1.-POR))*(1.-S)

```

SOURCE LIST

```

01      AKK=(R**AA)*BA
02      AKA(LNODE)=AKK*BETA*PA*G/VISA
      C
      C      CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA
      C
03      CALL PERM(S,POR,WK,DSWK)
04      AKW(LNODE)=WK
05      IF (IESCR.EQ.0.AND.INICI.EQ.0) GO TO 2
06      WRITE(6,100) (LNODE,PW,PA,X,Y,PORO(LNODE),DPPOR(LNODE),DSPOR(LNODE),
1) ,SATU(LNODE),DPSAT(LNODE),DSSAT(LNODE),R,AKK,AKA(LNODE),AKW(LNODE),
2) )
07      100 FORMAT(2(/),10X,'PUNTO=',15,10X,'PW=',E10.4,5X,'PA=',E10.4,5X,'SIGA
1MA-PA=',E10.4,5X,'SUCCION=',E10.4/,10X,'N=',E10.4,10X,'DPPOR=',
2E11.4,5X,'DSPOR=',E11.4/,10X,'S=',E11.4,10X,'DPSAT=',E11.4,5X,'DS
3SAT=',E11.4/,10X,'X=',E11.4,5X,'AKK=',E11.4,10X,'KA=',E11.4,10X,'
4KW=',E10.4,/)
08      IF (INICI.NE.1.OR.ICERO.LT.0) DEFUN(LNODE)=(1.-PORV(LNODE))*PORO(LNO
1DE)/ (1.-PORO(LNODE))*PORV(LNODE)
09      IF (INICI.NE.1.OR.ICERO.LT.0) WRITE(6,99) DEFUN(LNODE)
10      99 FORMAT(10X,'DEFORMACION UNITARIA=',E11.4,/)
11      IF (INICI.EQ.1.AND.ICERO.GT.0) PORV(LNODE)=PORO(LNODE)
12      2 CONTINUE
13      IF ((INICI.EQ.1.AND.ICERO.GT.0).OR.(IESCR.EQ.0.AND.INICI.EQ.0)) GO T
10 5
14      DEFOR=0.
15      DO 6 IELEM=1,NELEM
16      LNOD1=LNODS(IELEM,1)
17      LNOD2=LNODS(IELEM,2)
18      LNOD3=LNODS(IELEM,3)
19      6 DEFOR=DEFOR+(DEFUN(LNOD1)+4.*DEFUN(LNOD2)+DEFUN(LNOD3))*(COORD(LNO
1D2)-COORD(LNOD1))/3.
20      WRITE(6,101) DEFOR
21      101 FORMAT(10X,'DEFORMACION TOTAL=',E11.4,' M',/)
22      5 INICI=0
23      RETURN
24      END

```

SOURCE LIST

```
01      SUBROUTINE POROS (X,Y,POR,DXPOR,DYPOR)
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
03      110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
04      CALL INTER2(2,X,Y,POR,DXPOR,DYPOR)
05      RETURN
      END
```


SOURCE LIST

SOURCE	LIST	
1	SUBROUTINE SATUR (X,Y,S,DXS,DYS)	A
2	COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,10,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)	A
3	CALL INTER2(1,X,Y,S,DXS,DYS)	A
4	RETURN	A
5	END	A

SOURCE LIST

```
01      SUBROUTINE PERMW(S,POR,WK,DXWK)
02      COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
03      COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
04      DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10)
05      NMAX=N(3,1)
06      DO 1 ISITU=1,NMAX
07      DDMOM(ISITU)=DDMOB(3,ISITU,1)
08      1 ZPBAS(ISITU)=ZXYBA(3,ISITU,1)
09      CALL INTER1(S,3,1,DDMOM,ZPBAS,WKK,DXWK)
10      EPOR=POR/(1.-POR)
11      WK=WKK*BW*(AW**EPOR)
12      RETURN
13      END
```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE INTER1(X,ITIPO, IDIRE,DDMOM,ZPBAS,FX,DFX)
02      COMMON /SPLIN/ NITPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
03      110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
04      DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10)
05      C
06      C      SUBROUTINA QUE DADOS LOS PUNTOS BASE,LOS MOMENTOS Y EL VALOR
07      C      DE LA FUNCION EN ESOS PUNTOS BASE CALCULA EL VALOR DE LA FUN-
08      C      CION EN EL PUNTO ,X, Y EL VALOR DE SU DERIVADA.
09      C      ZPBAS(ISITU)=VALOR DE LA FUNCION EL LOS PUNTOS BASE
10      C      DDMOM(ISITU)=VALOR DEL MOMENTO EN LOS PUNTOS BASE
11      C      FX=VALOR DE LA FUNCION EN 'X'
12      C      DFX=VALOR DE AL DERIVADA EN 'X'
13      C
14      C
15      NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
16      XN=PCOOR(ITIPO,NMAX, IDIRE)
17      X1=PCOOR(ITIPO,1, IDIRE)
18      DO 1 JSITU=2,NMAX
19      IF(X.GT.X1) GO TO 8
20      XI=PCOOR(ITIPO,2, IDIRE)
21      XI1=X1
22      ISITU=2
23      GO TO 3
24      8 IF(X.LT.XN) GO TO 9
25      XI=XN
26      XI1=PCOOR(ITIPO,NMAX-1, IDIRE)
27      ISITU=NMAX
28      GO TO 3
29      9 XI=PCOOR(ITIPO,JSITU, IDIRE)
30      XI1=PCOOR(ITIPO,JSITU-1, IDIRE)
31      ISITU=JSITU
32      IF(X.GT.XI.OR.X.LT.XI1) GO TO 1
33      3 XJ=XI-X
34      XJ1=X-XI1
35      YJ=ZPBAS(ISITU)
36      YJ1=ZPBAS(ISITU-1)
37      DDJ=DDMOM(ISITU)
38      DDJ1=DDMOM(ISITU-1)
39      HJ=H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE)
40      FX=(DDJ1*XJ*XJ*XJ)/(6.*HJ)+(DDJ*XJ1*XJ1*XJ1)/(6.*HJ)+(YJ1-(DDJ1
41      1 *HJ*HJ/6.)*XJ/HJ+(YJ-(DDJ*HJ*HJ/6.)*XJ1/HJ
42      DFX=-DDJ1*XJ*XJ/(2.*HJ)+DDJ*XJ1*XJ1/(2.*HJ)+(YJ-YJ1)/HJ-(DDJ-DDJ1)
43      1*HJ/6.
44      GO TO 2
45      1 CONTINUE
46      2 RETURN
47      END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE INTER2 (ITIPO,X,Y,Z,ZX,ZY)
02      COMMON /SPLIN/ N(TIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3,
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
03      DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10),DYBAS(10),ZYBAS(10)
      C
      C
      C      SUBROUTINA QUE CALCULA EL VALOR DE LA FUNCION DE DOS VARIABLES
      C      Y SUS DERIVADAS PARCIALES EN EL PUNTO (X,Y)
      C
      C
      C      PARA CADA COLUMNA, ISITU, HALLAMOS EL VALOR DE F(Y,ISITU)
      C      INTERPOLANDO SEGUN LA DIRECCION, Y,
      C
04      NX=N(ITIPO,1)
05      NY=N(ITIPO,2)
06      DO 1 ISITU=1,NX
07      DO 2 JSITU=1,NY
08      DDMOM(JSITU)=DDMOB(ITIPO,ISITU,JSITU)
09      2 ZPBAS(JSITU)=ZXYBA(ITIPO,ISITU,JSITU)
10      CALL INTER1 (Y,ITIPO,2,DDMOM,ZPBAS,FX,DFX)
      C
      C      ALMACENAMOS EL VALOR DE LA FUNCION Y SUS DERIVADAS SEGUN 'Y'
      C      EN CDA COLUMNA PARA TOMARLOS COMO PUNTOS BASE PARA LA IN-
      C      TERPOLACION SEGUN 'X'
      C
11      ZYBAS(ISITU)=FX
12      1 DYBAS(ISITU)=DFX
      C
      C      HALLAMOS LOS MOMENTOS SEGUN, X, PARA EL VALOR DE LA FUNCION
13      CALL SPLIN2 (ITIPO,1,ZYBAS,DDMOM)
      C
      C      HALLAMOS EL VALOR DE LA FUNCION Y SU DERIVADA SEGUN, X, EN
      C      EL PUNTO (X,Y)
      C
14      CALL INTER1 (X,ITIPO,1,DDMOM,ZYBAS,Z,ZX)
      C
      C      HALLAMOS LOS MOMENTOS SEGUN 'X' PARA EL VALOR DE LA DERIVADA
      C      SEGUN 'Y'. INTERPOLANDO HALLAMOS EL VALOR DE LA DERIVADA
      C      SEGUN 'Y' EN EL PUNTO (X,Y)
      C      ZXY SERIA EL VALOR DE LA DERIVADA SEGUNDA CRUZADA DX(DY(F)),
      C
15      CALL SPLIN2 (ITIPO,1,DYBAS,DDMOM)
16      CALL INTER1 (X,ITIPO,1,DDMOM,DYBAS,ZY,ZXY)
17      RETURN
18      END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE COEF
      C
      C      SUBROUTINE QUE CALCULA LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA
      C      DE ECUACIONES Y EL VALOR DE LOS TERMINOS INDEPNDIENTES
      C
02      COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN
03      COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
04      COMMON /COOR/ COORD(21)
05      COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)
06      COMMON /SHA/ SHAPE(3), DERIV(3)
07      COMMON /JAC/ ELCOD(3), GPCOD(3), CARTD(3)
08      COMMON /PRO/ PORO(21), DPPOR(21), DSPOR(21), SATU(21), DPSAT(21), DSSAT(
121), AKA(21), AKW(21)
09      COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, V, SA, CW
10      COMMON /SIG/ SIGMA, DTSIG
11      COMMON /INCR/ TINCR, TINC1, TINC2, TILOG, ITIEM
12      COMMON /UT/ UT(42), UT1(42), UT2(42)
13      COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(3), IFFLU(30,3,2), FLUJO(30,3,2)
14      DIMENSION VARIE (11,3), VARIG(11), ELEUT(6), ETMAT(6,6), EKMAT(6,6), GM
1ATK(2,2), EBVEC(6), DVECT(6), AMATR(6,6), GMATT(2,2)
15      EQUIVALENCE (VARIG(1), GAUKW), (VARIG(2), GAUKA), (VARIG(3), GAUPA), (VAR
1IG(4), GAUPW), (VARIG(5), GAPOR), (VARIG(6), GASAT), (VARIG(7), GDPPPO), (V
2ARIG(8), GDSPPO), (VARIG(9), GDPSA), (VARIG(10), GDSSA), (VARIG(11), GDTSI
3)
      C
      C      CALCULO DE LA MATRIZ ,A, Y EL VECTOR ,D, PARA CADA ELEMENTO
      C
16      REWIND 3
17      DO 10 IELEM=1, NELEM
18      DO 20 INODE=1, NNODE
      C
      C      ALMACENAMIENTO DE LAS PROPIEDADES EN LOS NUDOS
      C
19      LNODE=LNODS(IELEM, INODE)
20      ELCOD(JNODE)=COORD(LNODE)
21      VARIE(1, INODE)= AKW(LNODE)
22      VARIE(2, INODE)= AKA(LNODE)
23      VARIE(5, INODE)= PORO(LNODE)
24      VARIE(6, INODE)= SATU(LNODE)
25      VARIE(7, INODE)= DPPOR(LNODE)
26      VARIE(8, INODE)= DSPOR(LNODE)
27      VARIE(9, INODE)= DPSAT(LNODE)
28      VARIE(10, INODE)= DSSAT(LNODE)
29      VARIE(11, INODE)= DTSIG
30      DO 21 IGRDL=1, 2
31      IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
32      JNODE=(INODE-1)*2+IGRDL
33      IF(IGRDL.EQ.1) VARIE(3, INODE)=UT2(JNODE)
34      IF(IGRDL.EQ.2) VARIE(4, INODE)=UT2(JNODE)
35      21 ELEUT(IEVAB)=UT(JNODE)
36      20 CONTINUE
      C
      C      INICIALIZAMOS LAS MATRICES
      C
37      DO 30 IEVAB=1, 6
38      EBVECC(IEVAB)=0.
39      DO 30 JEVAB=1, 6
40      ETMAT(IEVAB, JEVAB)=0.
41      30 EKMAT(IEVAB, JEVAB)=0.
42      IF (NCONT.EQ.0) GO TO 35
      C

```

```

SOURCE      LIST
C           INTRODUCCION DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO POR FIJACION
C           DE FLUJOS
C
3           READ(3) EBVEC
C
C           PARA CADA PUNTO DE GAUSS
C
4           35 KGASP=0
5           DO 40 IGAUS=1,NGAUS
6           KGASP=KGASP+1
7           S=POSGP(IGAUS)
C
C           CALCULAMOS EL VALOR DE LAS FUNCIONES DE INTERPOLACION SUS DE-
C           RIVADAS Y EL VALOR DEL JACOBIANO
C
8           CALL SFUN(S)
9           CALL JACOB(IELEM,DJACB,KGASP)
0           DFACT=DJACB*WEIGP(IGAUS)
C
C           CALCULAMOS LAS PROPIEDADES EN LOS PUNTOS DE GAUSS
1           DO 50 IVARI=1,11
C
2           VARIG(IVARI)=0.
3           DO 50 INODE=1,NNODE
4           50 VARIG(IVARI)=VARIG(IVARI)+VARIE(IVARI,INODE)*SHAPE(INODE)
C
C           CALCULO DE CONSTANTES INTERMEDIAS
C
5           AKW1=-DFACT*GAUKW/PESPW
6           ATA1=-DFACT*(GAPOR*(GDSSA-GDPSA)+GASAT*(GDSPO-GDPPO))
7           AT#1=DFACT*(GAPOR*GDSSA+GASAT*GDSPO)
8           A1DZ=DFACT*GAUKW
9           A1NJ=DFACT*GDTSI*(GAPOR*GDPSA+GASAT*GDPPO)
0           AK A21=-DFACT*GDTSI*BETA*(GAPOR*(HENRY-1.)*GDPSA+(1.+GASAT*(HENRY-1.
1           1.))*GDPPO)
1           AKA22=-DFACT*BETA*(GAUKA+HENRY*GAUKW)
2           AKA23=-DFACT*GAUKA/G
3           AKW21=-DFACT*BETA*HENRY*GDTSI*(GAPOR*GDPSA+GASAT*GDPPO)
4           AKW22=-DFACT*BETA*HENRY*GAUKW
5           AKW23=-DFACT*BETA*GAUPA*HENRY*GAUKW/PESPW
6           ATA2=-DFACT*BETA*((1.+GASAT*(HENRY-1.))*GAUPA*(GDSPO-GDPPO)+GAPOR
7           1)+GAUPA*GAPOR*(HENRY-1.)*(GDSSA-GDPSA))
7           ATW2=-DFACT*BETA*GAUPA*((1.+GASAT*(HENRY-1.))*GDSPO-GAPOR*(HENR
8           1Y-1.))*GDSSA)
C
C           CALCULO DE LAS INTEGRALES
C
8           DO 60 INODE=1,NNODE
9           DO 61 IGRDL=1,2
0           IF (IGRDL.EQ.2)GO TO 62
1           IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
2           61 EBVEC(IEVAB)=EBVEC(IEVAB)+CARTD(INODE)*A1DZ+SHAPE(INODE)*A1NJ
3           62 DO 60 JNODE=1,NNODE
4           DIDJE=CARTD(JNODE)*CARTD(INODE)
5           SHAIJ=SHAPE(INODE)*SHAPE(JNODE)
6           SIDJE=SHAPE(JNODE)*CARTD(INODE)
7           GMATK(2,1)=0.
8           GMATK(2,2)=AKW1*DIDJE
9           GMATK(1,1)=AKA21*SHAIJ+AKA22*SIDJE+AKA23*DIDJE
0           GMATK(1,2)=AKW23*DIDJE
1           GMATT(2,1)=ATA1*SHAIJ

```

```
SOURCE LIST
32      GMATT(2,2)=ATW1*SHAIJ
33      GMATT(1,1)=ATA2*SHAIJ
34      GMATT(1,2)=ATW2*SHAIJ
      C
      C      FORMACION DE LAS MATRICES K Y T
      C
35      DO 60 IGRDL=1,2
36      DO 60 JGRDL=1,2
37      IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
38      JEVAB=(JNODE-1)*2+JGRDL
39      EKMAT(IEVAB,JEVAB)=EKMAT(IEVAB,JEVAB)+GMATK(IGRDL,JGRDL)
40      ETMAT(IEVAB,JEVAB)=ETMAT(IEVAB,JEVAB)+GMATT(IGRDL,JGRDL)
41      60 CONTINUE
42      40 CONTINUE
      C
      C      CALCULO DE LA MATRIZ 'A' Y EL VECTOR 'D'
      C
43      DO 70 IEVAB=1,6
44      DVECT(IEVAB)=EBVEC(IEVAB)
45      DO 70 JEVAB=1,6
46      DVECT(IEVAB)=DVECT(IEVAB)-(0.5*EKMAT(IEVAB,JEVAB)-ETMAT(IEVAB,JEVAB)
47      1B)/TINCR)*ELEUT(JEVAB)
48      70 AMATR(IEVAB,JEVAB)=0.5*EKMAT(IEVAB,JEVAB)+ETMAT(IEVAB,JEVAB)/TINCR
49      WRITE(1) AMATR,DVECT
50      10 CONTINUE
51      RETURN
      END
```

SOURCE LIST

```
01      SUBROUTINE SFUN(S)
02      COMMON /SHA/ SHAPE(3),DERIV(3)
      C
      C      SUBROUTINA QUE CALCULA LAS FUNCIONES DE INTERPOLACION
      C
03      S2=S*2.
04      SS=S*S
05      SHAPE(1)=(-S+SS)/2.
06      SHAPE(2)=1.-SS
07      SHAPE(3)=(S+SS)/2.
08      DERIV(1)=(-1.+S2)/2.
09      DERIV(2)=-S2
10      DERIV(3)=(1.+S2)/2.
11      RETURN
12      END
```


SOURCE LIST

```
01      SUBROUTINE JACOB (IELEM,DJACB,KGASP)
      C      SUBROUTINA QUE CALCULA LAS DERIVADAS RESPECTO A LAS COORDENADAS
      C
      C      GLOBALES EN FUNCION DE LAS LOCALES Y EL VALOR DEL JACOBIANO
      C
02      COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
03      COMMON /SHA/ SHAPE(3),DERIV(3)
04      COMMON /JAC/ ELCOD(3),GPCOD(3),CARTD(3)
05      DJACB=0.
06      DO 10 INODE=1,NNODE
07      10 GPCOD(KGASP)=GPCOD(KGASP)+SHAPE(INODE)*ELCOD(JNODE)
08      DO 20 INODE=1,NNODE
09      20 DJACB=DJACB+DERIV(INODE)*ELCOD(INODE)
10      IF (DJACB)40,40,30
11      40 WRITE(6,900) IELEM
12      STOP
13      30 DO 50 INODE=1,NNODE
14      50 CARTD(INODE)=DERIV(INODE)/DJACB
15      900 FORMAT (1H1,10(/),10X,'EL PROGRAMA SE HA PARADO PORQUE EN EL ELEMENTO
16      1TO ',I5,/,10X,'TIENE LONGITUD MENOR O IGUAL QUE CERO')
17      RETURN
      END
```

SOURCE LIST

```
01 SUBROUTINE SISTEM (ITIEM) A
02 COMMON /ORD/ LNODS(10,3) A
03 COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN A
04 COMMON /FIX/ NVFIX,NOFIX(3),IFPRE(30,3,2),PRESC(30,3,2) A
05 COMMON /FRON/ KELVA,MFRON,IFFIX(42),FIXED(42) A
06 COMMON/UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42) A
07 CALL FRONT1 (ITIEM) A
08 CALL FRONT2 A
09 RETURN A
10 END A
```

SOURCE LIST

```

01 SUBROUTINE FRONT1 (ITIEM)
02 COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN
03 COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
04 COMMON /FIX/ NVFIX, NOFIX(3), IFPRE(30,3,2), PRESC(30,3,2)
05 COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(42), FIXED(42)
06 DIMENSION ESTIF(6,6), ELOAD(6), NACVA(6), LOCEL(6), NDEST(6)
07 DOUBLE PRECISION EQUAT(6), GLOAD(6), GSTIF(6,6), ALMAC(6), PIVOT, EORHS)
C
C
C *****
C * ESTA SUBROUTINA LEE EN EL DISCO 1 LAS MATRICES DE COEFICIENTES Y
C * LOS TERMINOS INDEPENDIENTES CORRESPONDIENTES A CADA ELEMENTO PARA
C * ACOPLARLOS FORMANDO UN SISTEMA.
C * CUANDO TODAS LAS MATRICES EN LAS QUE APARECE UN NODO SE HAN
C * ACOPLADO ENTONCES SE GUARDA LA ECUACION CORRESPONDIENTE A DICHO
C * NODO EN EL DISCO 2.
C * DESPUES PIVOTANDO SE HACEN CERO LOS COEFICIENTES DE DICHA
C * ECUACION PARA DEJAR SITIO PARA PODER PONER UNA NUEVA ECUACION
C * CORRESPONDIENTE A UN NODO QUE AUN NO HAYA SALIDO.
C *****
C
C SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES
C *****
C
C GSTIF(MFRON, MFRON)=MATRIZ DONDE SE ALMACENAN LOS COEFICIENTES DEL
C SISTEMA QUE EXISTAN EN CADA MOMENTO
C MFRON= NUMERO DE PUNTOS QUE SE ENCUENTRAN SIMULTANEAMENTE EN EL
C SISTEMA EN UN MOMENTO DADO
C MFRON=MAXIMO NUMERO DE PUNTOS QUE SE PUEDEN ENCONTRAR SIMULTANEAMENTE
C EN EL SISTEMA
C GLOAD(MFRON)=VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIENTES ANTES DE LA
C ELIMINACION DE UN PUNTO (INCOGNITA)
C KELVA=CONTADOR DE PUNTOS (INCOGNITAS) ELIMINADOS
C KEVAB=CONTADOR DE PUNTOS QUE SE ACOPLAN EN UN ELEMENTO
C EORHS=VALOR DEL TERMINO INDEPENDIENTE DE UNA ECUACION ANTES DE LA
C ELIMINACION
C EQUAT(MFRON)=COEFICIENTES DE UNA ECUACION ANTES DE SU ELIMINACION.
C PIVOT= VALOR DEL PIVOTE
C IFFIX(NPOIN)=(+1) EN LOS PUNTOS DE PRESION FIJADA
C (0) EN LOS PUNTOS DE PRESIONES DESCONOCIDAS
C NACVA(MFRON)=PUNTOS QUE OCUPAN EL SISTEMA EN UN MOMENTO DADO
C LOCEL(NNODE)=PUNTOS QUE CONTIENE EL ELEMENTO EN ESTUDIO
C NDEST(NNODE)= LOCALIZACION EN EL SISTEMA DE CADA NODO ACOPLADO
C
C ALMACENAMIENTO DE PRESIONES PREFIJADAS
C *****
C
08 MFRON=6
09 NTOTV=NPOIN*2
10 DO 100 ITOTV=1, NTOTV
11 IFFIX(ITOTV)=0
12 100 FIXED(ITOTV)=0.
13 DO 110 IVPFIX=1, NVFIX
14 NLOCA=(NOFIX(IVFIX)-1)*2
15 DO 110 IDOFN=1, 2
16 NGASH=NLOCA+IDOFN

```

SOURCE LIST

```

7      IFFIX(NGASH)=IFPREC(ITIEM,IVFIX,IDO FN)
8      FIXED(NGASH)=PRESC(ITIEM,IVFIX,IDO FN)
9      110 CONTINUE
      C
      C
      C      VEMOS CUAL ES LA ULTIMA APARICION DE UN NODO Y CAMBIAMOS DE
      C      SIGNO EL VALOR DE LNODS CORRESPONDIENTE A ESE NODO EN EL ULTIMO
      C      ELEMENTO EN QUE APARECE
      C      *****
      C
10     DO 140 IPOIN=1,NPOIN
11     KLAST=0
12     DO 130 IELEM=1,NELEM
13     DO 120 INODE=1,NNODE
14     IF (LNODS(IELEM,INODE).NE.IPOIN) GO TO 120
15     KLAST=IELEM
16     NLAST=INODE
17     120 CONTINUE
18     130 CONTINUE
19     IF(KLAST.NE.0) LNODS(KLAST,NLAST)=-IPOIN
20     140 CONTINUE
      C
      C
      C      PONEMOS :0, A DISTINTAS VARIABLES ANTES DE EMPF7AR
      C      *****
      C
31     DO 160 IFRON=1,MFRON
32     GLOAD(IFRON)=0.
33     EQUAT(IFRON)=0.
34     NACVA(IFRON)=0
35     DO 160 JFRON=1,MFRON
36     160 GSTIF(IFRON,JFRON)=0.
      C
      C
      C      PREPARAMOS EL DISCO 1 PARA LEER
      C      *****
      C
37     REWIND 1
      C
      C
      C      EMPEZAMOS EL :DO, PARA EL ENSAMBLAMIENTO Y ELIMINACION
      C      DE LAS MATRICES PARA CADA ELEMENTO
      C      *****
      C      *****
      C
38     NFRON=0
39     KELVA=0
40     DO 380 JELEM=1,NELEM
41     KEVAB=0
      C
      C
      C      LEEMOS LA MATRIZ DE COEFICIENTES Y TERMINOS INDEPENDIENTES
      C      DEL ELEMENTO
      C      *****
      C
42     READ(1) ESTIF,ELOAD
    
```

SOURCE LIST

```

C
C
C      HALLAMOS EL NUMERO DE LAS VARIABLES DENTRO DE LA MATRIZ GLOBAL
C      *****
C
C
43      DO 170 INODE=1,NNODE
44      DO 170 IDOFN=1,2
45      NPOSI=(INODE-1)*2+IDOFN
46      LOCNO=LNODES(IELEM,INODE)
47      IF(LOCNO.GT.0) LOCEL(NPOSI)=(LOCNO-1)*2+IDOFN
48      IF(LOCNO.LT.0) LOCEL(NPOSI)=(LOCNO+1)*2-IDOFN
49      170 CONTINUE

C
C
C      PARA CADA UNA DE LAS VARIABLES DEL ELEMENTO
C      *****
C
C
C      VEMOS SI ESTE PUNTO YA ESTA COLOCADO PARA PONERLO EN LA MISMA
C      POSICION O BIEN AMPLIAR LA DIMENSION DE GSTIF
C      *****
C
50      DO 210 IEVAB=1,6
51      NIKNO=IABS(LOCEL(IEVAB))
52      KEXIS=0
53      DO 180 IFRON=1,NFRON
54      IF(NIKNO.NE.NACVA(IFRON)) GO TO 180

C
C
C      SI YA ESTABA COLOCADO ANTERIORMNETE:
C      *****
C
55      KEVAB=KEVAB+1
56      KEXIS=1
57      NDEST(KEVAB)=IFRON
58      180 CONTINUE
59      IF(KEXIS.NE.0) GO TO 210

C
C
C      LOS QUE NO ESTABAN COLOCADOS LOS PONEMOS EN UN HUECO
C      O BIEN LOS PONEMOS AL FINAL AUMENTANDO NFRON
C      *****
C
60      DO 190 IFRON =1,MFRON
61      IF(NACVA(IFRON).NE.0) GO TO 190
62      NACVA(IFRON)=NIKNO
63      KEVAB=KEVAB+1
64      NDEST(KEVAB)=IFRON
65      GO TO 200
66      190 CONTINUE
67      200 IF(NDEST(KEVAB).GT.NFRON) NFRON=NDEST(KEVAB)
68      210 CONTINUE

C
C
C      ENSAMBLAMOS EL VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIENTES Y LA MATRIZ
C      DE COEFICIENTES DEL ELEMENTO
C      *****

```

SOURCE LIST

```

C
C
59 DO 240 IEVAB=1,6
70 IDEST=NDEST(IEVAB)
71 GLOAD(IDEST)=GLOAD(IDEST)+ELOAD(IEVAB)
72 DO 220 JEVAB=1,6
73 JDEST=NDEST(JEVAB)
74 GSTIF(IDEST,JDEST)=GSTIF(IDEST,JDEST)+ESTIF(IEVAB,JEVAB)
75 220 CONTINUE
76 240 CONTINUE

C
C
C EXAMINAMOS CADA NODO PARA SABER CUALES PUEDEN SER ELIMINADOS
C *****
C
C
77 DO 370 IEVAB=1,6
78 NIKNO=-LOC(IEVAB)
79 IF(NIKNO.LE.0) GO TO 370
80 DO 350 IFRON=1,NFRON
81 IF(NACVA(IFRON).NE.NIKNO) GO TO 350

C
C
C SI PUEDE SER ELIMINADO:
C ALMACENAMOS EL VALOR DE LOS COEFICIENTES DE LA ECUACION Y
C PONEMOS CEROS EN EL LUGAR QUE OCUPABA DICHA ECUACION
C *****
C
C
82 DO 250 JFRON=1,MFRON
83 EQUAT(JFRON)=GSTIF(IFRON,JFRON)
84 ALMAC(JFRON)=GSTIF(JFRON,IFRON)
85 GSTIF(IFRON,JFRON)=0.
86 250 GSTIF(JFRON,IFRON)=0.
87 EQRHS=GLOAD(IFRON)
88 GLOAD(IFRON)=0.
89 KELVA=KELVA+1

C
C
C ESCRIBIMOS LAS ECUACIONES ,EL NUMERO DEL PUNTO
C Y LA POSICION QUE OCUPABA EN FRON EN EL DISCO 2
C *****
C
C
90 I1=KELVA
91 WRITE(2) EQUAT,EQRHS,IFRON,NIKNO

C
C
C PIVOTAMOS LAS ECUACIONES PARA HACER ,0, TODA LA COLUMNA ,IFRON,
C Y ASI PODER ELIMINAR LA VARIABLE CORRESPONDIENTE
C EXTRAEMOS EL PIVOTE Y VEMOS SI LA VARIABLE ES LIBRE O PREFIJADA
C *****
C
C
92 PIVOT=EQUAT(IFRON)
93 EQUAT(IFRON)=0.
94 ALMAC(IFRON)=0.
95 IF (IFFIX(NIKNO).EQ.0) GO TO 300

C
C
C SI EL VALOR DE LA VARIABLE ESTA PREFIJADO
    
```

SOURCE LIST

```

C          *****
C
C
06          DO 290 JFRON=1,NFRON
07          290 GLOAD(JFRON)=GLOAD(JFRON)-FIXED(NIKNO)*ALMAC(JFRON)
08          GO TO 340

C
C
C          SI EL VALOR DE LA VARIABLE ES LIBRE
C          *****
C
C
09          300 DO 330 JFRON=1,NFRON
10          GLOAD(JFRON)=GLOAD(JFRON)-ALMAC(JFRON)*EQRHS/PIVOT
11          DO 330 KFRON=1,NFRON
12          330 GSTIF(JFRON,KFRON)=GSTIF(JFRON,KFRON)-ALMAC(JFRON)*EQUAT(KFRON)/PI
          PIVOT
13          340 EQUAT(KFRON)=PIVOT
14          ALMAC(KFRON)=PIVOT

C
C
C          VACIAMOS EL LUGAR QUE OCUPABA EL PUNTO ELIMINADO Y
C          ACABAMOS EL DO, PARA CADA NODO Y PARA CADA ELEMENTO
C          SI HEAMOS ELIMINADO EL PUNTO QUE OCUPABA UN EXTREMO REDUCIMOS
C          NFRON
C          *****
C
15          NACVA(KFRON)=0
16          GO TO 360
17          350 CONTINUE
18          360 IF(NACVA(NFRON).NE.0) GO TO 370
19          NFRON=NFRON-1
20          IF(NFRON.GT.0) GO TO 360
21          370 CONTINUE
22          380 CONTINUE
23          REWIND 1
24          DO 390 IELEM=1,NELEM
25          DO 390 INODE=1,NNODE
26          390 LNODS(IELEM,INODE)=IABS(LNODS(IELEM,INODE))

C
C
27          RETURN
28          END

```

SOURCE LIST

```

01      SUBROUTINE FRONT2
02      COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN
03      COMMON /ORD/ LNOBS(10,3)
04      COMMON /FIX/ NVFIX,NOFIX(3),IFPRE(30,3,2),PRESC(30,3,2)
05      COMMON /FRON/ KELVA,MFRON,IFFIX(42),FIXED(42)
06      COMMON/UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
07      DOUBLE PRECISION VECRV(6),EQUAT(6),PIVOT,EQRHS
      C
      C
      C      *****
      C      *  ESTA SUBROUTINA LEE LAS ECUACIONES ESCRITAS EN EL DISCO 2
      C      *  EN ORDEN INVERSO AL QUE SE HAN IDO ELIMINANDO Y APOYANDOSE
      C      *  EN LOS VALORES DE LAS PRESIONES QUE VA DESPEJANDO VA EN-
      C      *  CONTRANDO LOS RESTANTES QUE QUEDAN
      C      *****
      C
      C      SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES
      C      *****
      C
      C      VECRV(MFRON)= VALOR DE LAS INCOGNITAS YA RESUELTAS QUE
      C      INTERVIENEN EN EL DESPEJE DE LA QUE SE TRATE
      C      UT1(IEVAB)= SOLUCIONES DEL POBLEMA
      C
08      DO 382 IFRON=1,MFRON
09      382 VECRV(IFRON)=0.
      C
      C
      C      LEEMOS LAS ECUACIONES EN ORDEN INVERSO AL QUE LAS HEMOS
      C      ALMACENADO EN EL DISCO 2
      C      *****
      C
10      DO 410 IELVA=1,KELVA
11      BACKSPACE 2
12      READ(2) EQUAT,EQRHS,IFRON,NIKNO
13      BACKSPACE 2
      C
      C
      C      SUSTITUIAMOS
      C      *****
      C
14      PIVOT=EQUAT(IFRON)
15      IF( IFFIX(NIKNO).EQ.1) VECRV(IFRON)=FIXED(NIKNO)
16      IF( IFFIX(NIKNO).EQ.0) EQUAT(IFRON)=0.
17      DO 400 JFRON=1,MFRON
18      400 EQRHS=EQRHS-VECRV(JFRON)*EQUAT(JFRON)
      C
      C
      C      DESPEJAMOS LA INCOGNITA
      C      *****
      C
19      IF( IFFIX(NIKNO).EQ.0) VECRV(IFRON)=EQRHS/PIVOT
20      IF( IFFIX(NIKNO).EQ.1) FIXED(NIKNO)=-EQRHS
21      UT1(NIKNO)=VECRV(IFRON)
22      410 CONTINUE
23      RETURN

```


SOURCE LIST

24 END

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

A N E X O 1

UTILIZACION DE "SPLINES" EN LA INTERPOLACION DE LAS
SUPERFICIES DE ESTADO Y CURVA DE PERMEABILIDAD DEL
AGUA-GRADO DE SATURACION.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

A N E X O 1

INDICE

- 1.- LA SPLINE CUBICA
- 2.- UTILIZACION DE LAS SPLINES EN FUNCIONES
DE DOS VARIABLES.
- 3.- PROCESO DE CALCULO

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

ANEXO 1

UTILIZACION DE "SPLINES" EN LA INTERPOLACION DE LAS SUPERFICIES DE ESTADO Y CURVA PERMEABILIDAD DEL AGUA-GRADO DE SATURACION.

1.- LA SPLINE CUBICA

Sea un intervalo $[a, b]$ en el cual están definidos n puntos base $X_1 - - - X_n$ ($X_1 = a$ y $X_n = b$), en los cuales se conoce el valor de la función a interpolar ($Y_1 - - - Y_n$). Una "spline" cúbica es una función continua y con primera y segunda derivadas continuas en $[a, b]$, que pasa por los puntos (X_i, Y_i) $i=1, n$ y que en cada subintervalo $[X_{i-1}, X_i]$ $i = 2, n$ coincide con una cúbica.

Las splines cúbicas han sido tradicionalmente usadas en problemas de flexión en vigas, de ahí que se designe por "momento" al valor de la derivada segunda de la spline en cada punto base. $S''(X_i) = M_i$. Imponiendo que en cada subintervalo $[X_{i-1}, X_i]$ la variación de la derivada segunda es lineal resulta:

$$(1) \quad S''(x) = M_{j-1} \frac{X_j - x}{X_j - X_{j-1}} + M_j \frac{x - X_{j-1}}{X_j - X_{j-1}}$$

$$x \in [X_{j-1}, X_j]$$

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

Integrando la ecuación (1) e imponiendo que $S(X_j) = Y_j$ y $S(X_{j-1}) = Y_{j-1}$ resulta :

$$(2) \quad S'(x) = -M_{j-1} \frac{(X_j - x)^2}{2 h_{j-1}} + M_j \frac{(x - X_{j-1})^2}{2 h_{j-1}} + \frac{Y_j - Y_{j-1}}{h_{j-1}} - \frac{M_j - M_{j-1}}{6} h_{j-1}$$

$$(3) \quad S(x) = M_{j-1} \frac{(X_j - x)^3}{6 h_{j-1}} + M_j \frac{(x - X_{j-1})^3}{6 h_{j-1}} + \left(Y_{j-1} - \frac{M_{j-1} h_{j-1}^2}{6} \right) \frac{X_j - x}{h_{j-1}} + \left(Y_j - \frac{M_j h_{j-1}^2}{6} \right) \frac{x - X_{j-1}}{h_{j-1}}$$

siendo $h_{j-1} = X_j - X_{j-1}$. $S(x)$ y $S'(x)$ quedan definidos conocidos los momentos M_j , para obtenerlos se impone que la derivada primera sea continua, o sea :

$$(4) \quad S'(x_{j+}) = S'(x_{j-})$$

con lo que se tiene:

$$(5) \quad M_{j-1} \frac{h_{j-1}}{6} + M_j \frac{h_{j-1} + h_j}{3} + M_{j+1} \frac{h_j}{6} = \frac{Y_j - Y_{j-1}}{h_{j-1}} + \frac{Y_{j+1} - Y_j}{h_j}$$

Esta imposición proporciona $n-2$ ecuaciones ($j=2, n-1$) que son insuficientes para el cálculo de las n momentos M_j . Por lo tanto se hace necesario la imposición de dos condiciones de borde adicio nales en x_1 y x_n . De una manera general y por conveniencia es tas condiciones se pueden expresar como :

$$(6) \quad \begin{cases} a_1 M_1 + c_1 M_2 = d_1 \\ a_n M_{n-1} + e M_n = d_n \end{cases}$$

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

Comunmente se elige $a_n = c_1 = -1$; $d_1 = d_n = 0$, lo que equivale a imponer que el momento es nulo en los puntos $x_0 = x_1 - (x_2 - x_1)$ y $x_{n+1} = x_n + (x_n - x_{n-1})$. Esta elección se ha realizado con el presente programa.

Haciendo :

$$(7) \quad c_j = \frac{h_j}{h_{j-1} + h_j}, \quad a_j = 1 - c_j \quad j = 2, \dots, n-1$$

$$(8) \quad d_j = \frac{6}{h_{j-1} + h_j} \left(\frac{y_{j+1} - y_j}{h_j} - \frac{y_j - y_{j-1}}{h_{j-1}} \right)$$

Se obtiene de (6) y (5) el siguiente sistema para el cálculo de los momentos :

$$(9) \quad \begin{cases} 2M_1 + c_1 M_2 = d_1 \\ a_2 M_1 + 2M_2 + c_2 M_3 = d_2 \\ a_3 M_2 + 2M_3 + c_3 M_4 = d_3 \\ \dots \\ a_{n-1} M_{n-2} + 2M_{n-1} + c_{n-1} M_n = d_{n-1} \\ a_n M_{n-1} + 2M_n = d_n \end{cases}$$

Los coeficientes de este sistema forman una matriz diagonal de ancho de banda 3 que es facilmente resoluble empleando el siguiente algoritmo :

$$(10) \quad \begin{aligned} q_0 &= 0 \\ u_0 &= 0 \\ \text{Para } \kappa &= 1, \dots, n \\ P_\kappa &= a_\kappa q_{\kappa-1} + 2 \\ q_\kappa &= -c_\kappa / P_\kappa \\ u_\kappa &= (d_\kappa - a_\kappa \cdot u_{\kappa-1}) / P_\kappa \\ M_n &= u_n \\ \text{Para } \kappa &= n-1, \dots, 1 \\ M_\kappa &= q_\kappa M_{\kappa+1} + u_\kappa \end{aligned}$$

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
 ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
 BARCELONA

Es de remarcar que $h_j, a_{jk}, c_{jk}, P_{jk}$ y q_{jk} dependen sólo de la situación de los puntos base y no del valor que toma en ellos la función (y_j). Por lo tanto serán las mismas para cualquier función a interpolar, siempre que se tomen los mismos puntos base ($x_1 \dots x_n$), lo cual es de gran utilidad para la interpolación de funciones de dos variables.

2. UTILIZACION DE LAS SPLINES EN FUNCIONES DE DOS VARIABLES

En el caso de las superficies de estado, la función a interpolar (grado de saturación o porosidad) es de dos variables. ($G-Pa$) y ($Pa-Pw$). Para simplificar la notación se denominará $x = G-Pa$, $y = Pa-Pw$ y z al valor de la función de estado en cuestión,

Las puntos base estarán dispuestos en una retícula rectangular $\{x_i, y_j\}$ $i = 1, n$, y $j = 1, m$, donde se conoce el valor de la función de estado

Para encontrar el valor de la función en un punto cualquiera (x, y) el método que se utiliza es el siguiente :

- 1º) Para cada x_i se encuentra el valor de la función $f(x_i, y)$ $i = 1, n$ utilizando como puntos base $\{x_i, y_j, z_{ij}\}$ $j = 1, m$.
- 2º) Utilizando como puntos base las puntas $\{x_i, y_j, f(x_i, y)\}$ $i = 1, n$. se encuentra el valor de la función en (x, y) .

El valor de la derivada $\frac{\partial f}{\partial x}(x, y)$ se puede encontrar utilizando como puntos base $\{x_i, y, f(x_i, y)\}$ $i = 1, n$ y por último para hallar el valor de la derivada $\frac{\partial f}{\partial y}(x, y)$ se utilizan como puntos base $\{x_i, y, \frac{\partial f}{\partial y}(x_i, y)\}$ $i = 1, n$ donde cada $\frac{\partial f}{\partial y}(x_i, y)$ se encuentra a partir de los puntos base $\{x_i, y_j, z_{ij}\}$ $j = 1, m$.

BARCELONA

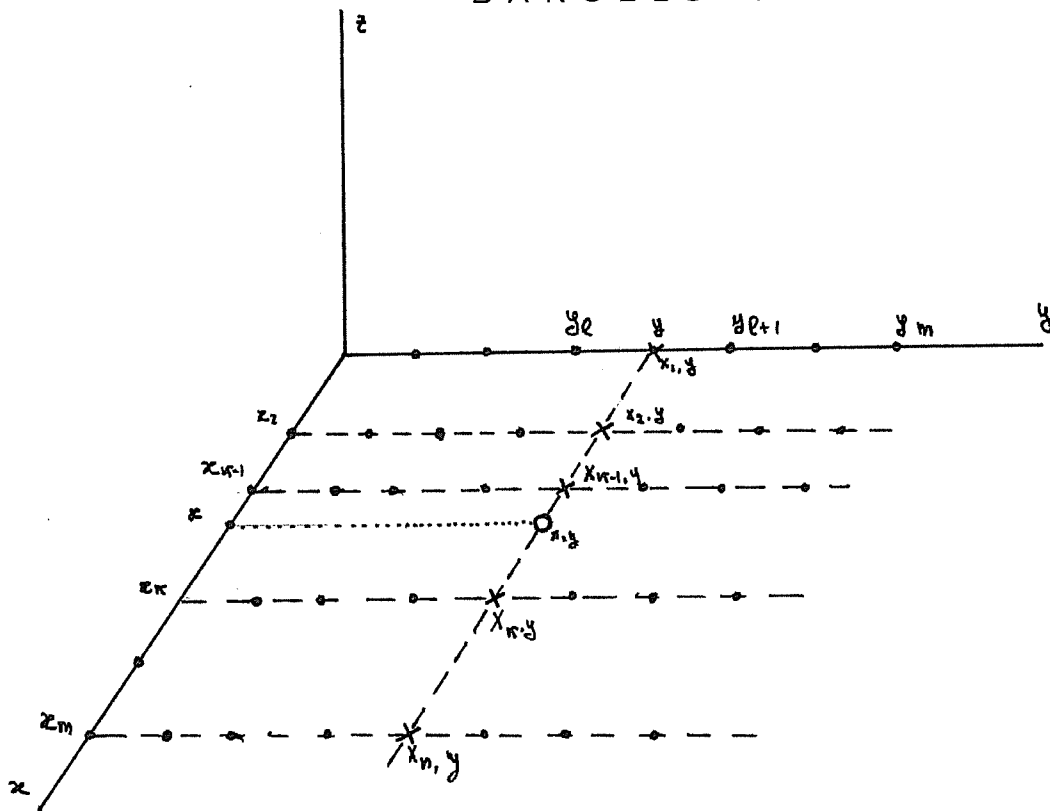


Figura.- A.1. Proceso de interpolación en dos dimensiones.

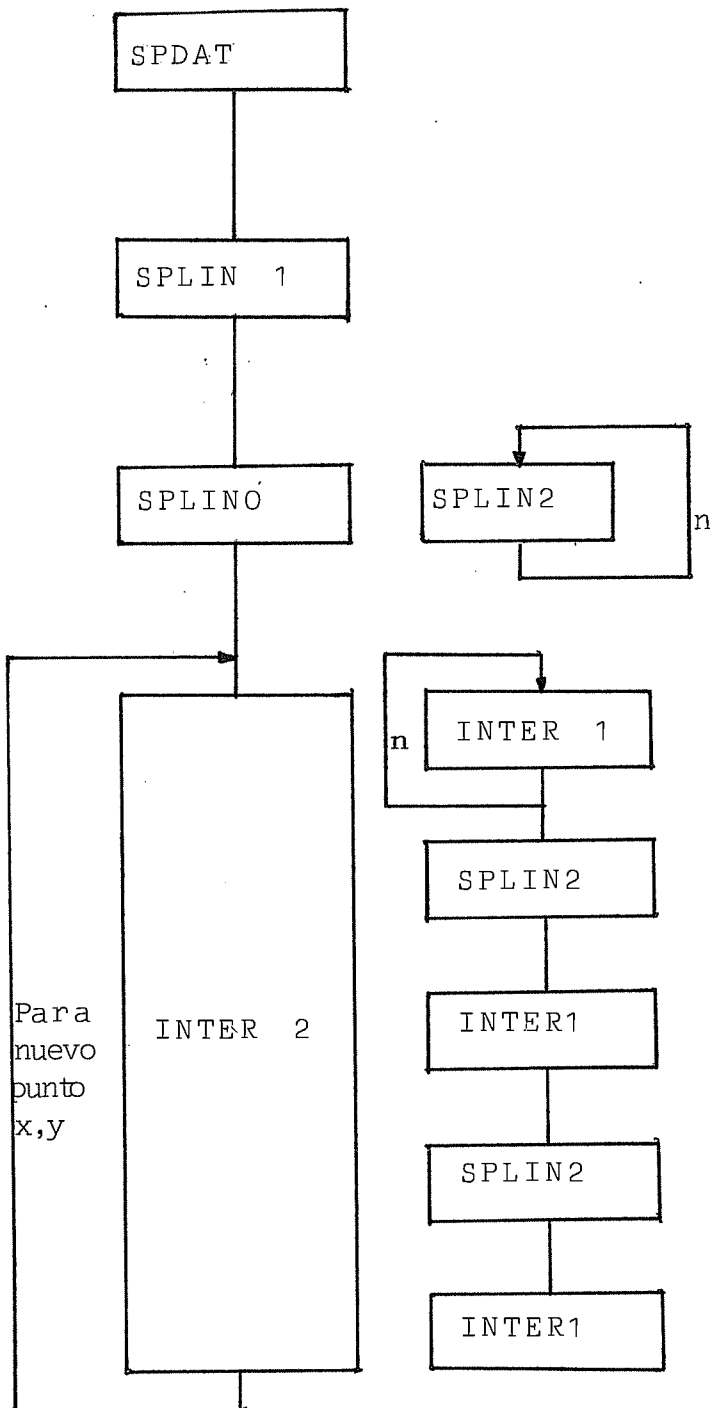
Para encontrar el valor de $f(x,y)$ deberán realizarse $n+1$ procesos de cálculo de momentos. Los n primeros en la dirección "Y" utilizando los m puntos base (X_j, Y_j) $j=1, \dots, m$, Sin embargo como estos momentos son sólo función de (X_i, Y_j, z_{ij}) serán siempre los mismos para cualquier punto (x,y) , por lo que sólo deberán calcularse una vez.

Para el cálculo de $\frac{\partial f}{\partial x}$ y $\frac{\partial f}{\partial y}$ es sólo necesario para cada una de ellas un proceso de cálculo de momentos adicional a las n mencionadas anteriormente. Por otra parte dado que la malla de puntos base es rectangular el proceso de cálculo de momentos se simplifica ya que los variables intermedias h_j, a_k, c_k, P_k y P_k son siempre las mismas.

Se ha comprobado que los resultados no varían sensiblemente al intercambiar los papeles de las x y las y .

3. PROCESO DE CALCULO

El proceso de cálculo utilizado se puede reflejar en el siguiente esquema ; en el cual se indican las subrutinas utilizadas en cada paso :



Lectura de los puntos base (x_i, y_j, z_{ij}) $i=1, n$ $j=1, m$ para cada función.

Cálculo de h_j, p_k, q_k, a_k, c_k para cada función y dirección.

Cálculo de los momentos de f según la dirección "y" en los puntos base (x_i, y_j) $i=1, n$ $j=1, m$

Cálculo de $f(x_i, y)$ y $\frac{df}{dy}(x_i, y)$ a partir de los momentos calculados en SPLINÓ

Cálculo de los momentos de f según "x" en los puntos base (x_i, y) $i=1, n$

Cálculo de $f(x, y)$ y $\frac{df}{dx}(x, y)$

Cálculo de los momentos según "x" de $\frac{df}{dy}$ en los puntos base (x_i, y) $i=1, n$

Cálculo de $\frac{df}{dy}(x, y)$

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

A N E X O 2

"CONSOLIDATION OF UNSATURATED SOILS INCLUDING
SWELLING AND COLLAPSE BEHAVIOUR "



Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour

A. LLORET* and E. E. ALONSO*

A general model for the consolidation of unsaturated soil, which incorporates the latest experimental findings, is developed and applied to one-dimensional conditions. An effort is made to minimize restrictive assumptions whose influence is *a priori* unknown. A case of particular importance for foundation performance is undrained loading; a procedure is developed to compute the resulting initial air and water pore pressures which is consistent with a general volume change behaviour of the soil. It is shown that both fluid pressures rise initially to values very close to each other. The model developed is then applied to a few typical situations which serve to demonstrate its wide capabilities. First a case of nonlinear saturated consolidation is solved as a special case. Then an infiltration example is analysed. The evolution of the 'wetting front' and the surface movements (swelling in this case) are computed. Finally collapse behaviour upon wetting of an initially loaded soil is presented. For its proper use the model requires a knowledge of the state surfaces for volume change of the soil and water and air permeabilities of the soil. The model, which can handle any loading or environmental history as well as arbitrary soil heterogeneity, may also be used to investigate long-term conditions in natural soil deposits.

Un modèle assez général de la consolidation de sols non saturés tenant compte des découvertes expérimentales les

plus récentes, est mis au point et appliqué à des conditions unidimensionnelles. On a tenté de réduire au minimum les hypothèses restrictives dont l'influence est, *a priori*, inconnue. Le cas du chargement non drainé est particulièrement important pour le comportement de la fondation; une méthode est mise au point en vue de calculer les pressions interstitielles air-eau initiales résultantes, cette méthode étant compatible avec le comportement de changement général de volume du sol. On trouve que les deux pressions s'élèvent initialement jusqu'à des valeurs très proches l'une de l'autre. Le modèle mis au point est alors appliqué à quelques situations typiques dans le but de démontrer ses vastes possibilités. Tout d'abord, un cas spécial de consolidation saturée non linéaire est résolu. Ensuite, à titre de second exemple, un cas d'infiltration est analysé. L'évolution du 'front de mouillage' et les mouvements superficiels (gonflement en l'occurrence) sont calculés. Enfin, les auteurs présentent le cas d'un effondrement lors du mouillage d'un sol initialement chargé. L'emploi correct du modèle exige essentiellement une connaissance de l'état des surfaces par rapport au changement de volume du sol, ainsi que de la perméabilité à l'eau et à l'air du sol. Le modèle, qui peut servir à simuler tout chargement ou variations du milieu ambiant dans le temps, de même qu'une hétérogénéité arbitraire du sol, peut également servir à étudier les conditions à long terme de dépôts de terrains naturels.

INTRODUCTION

Deformation behaviour of unsaturated soil under field conditions depends mainly on existing (initial) conditions and the wetting and loading history of the soil. Suction increase (drying) or decrease (wetting) does not lead necessarily to shrinkage and swelling behaviour of the soil; the soil can experience a complex volume change reaction depending on the intensity of the applied external load. Research on unsaturated soils, referred to subsequently, has led to a good understanding of the complexities of this behaviour.

Natural deposits of unsaturated soil may also show an extremely heterogeneous behaviour over a short distance. Figures 1 and 2 (Lloret *et al.*, 1979) represent, respectively, swelling and collapse behaviour over the same stress range of two samples, taken within a short distance of each other (well within the dimensions of a residential house). The samples were taken from a wind-blown deposit of silt-size quartz and calcareous cement with a small clay fraction (kaolinite and illite) typical of some lowlands of the Mediterranean Coast of Cataluña and were tested in the oedometer. The reason for the change in behaviour seems to be mainly structural (and not due to changes in clay fraction or water content as has been reported in other soil types).

Discussion on this Paper closes 1 March 1981. For further details see inside back cover.

* Polytechnical University of Barcelona.

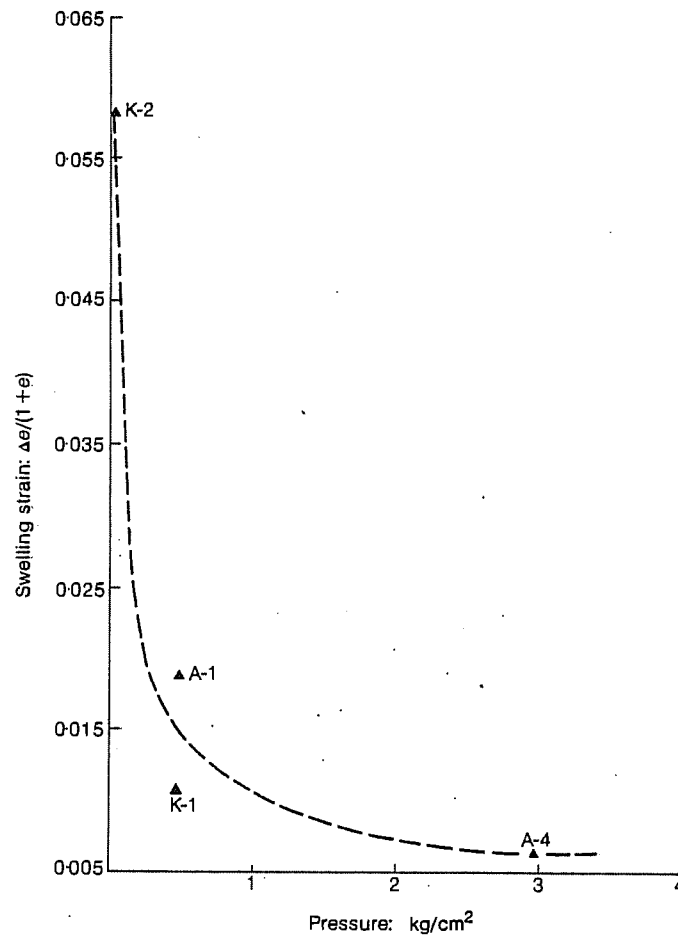


Fig. 1. Swelling pressures for a given strain in an unsaturated silty sand of Tarragona (symbols refer to samples tested)

In the face of this complicated situation, if the ultimate goal is to develop design and prediction tools able to reproduce real situations including the deformation behaviour's complex (but fundamental) characteristics, two alternative methods of investigation are possible. A full-scale monitoring system, extending over long periods of time, coupled with relatively simple soil tests (duplicating changes in environmental conditions, progressively established with some accuracy for specific areas) can be devised (compare Aitchison & Woodburn, 1969). General prediction models accurately representing soil behaviour and environmental conditions can also be developed. The first approach requires much instrumentation, data acquisition and evaluation effort while the second calls for more sophisticated analysis procedures and is, of course, not free of precise laboratory testing techniques. This Paper is devoted to the second approach but it is recognized that improvement of knowledge and capabilities in this area will undoubtedly require a combination of both approaches.

It does not yet seem possible to formulate the consolidation behaviour of unsaturated soil in terms of basic parameters which could be obtained in the laboratory by curve-fitting methods typical of saturated consolidation. The work of Barden (1965), mainly oriented towards this goal, reached no conclusive answers and relied upon several simplifications, in particular the use

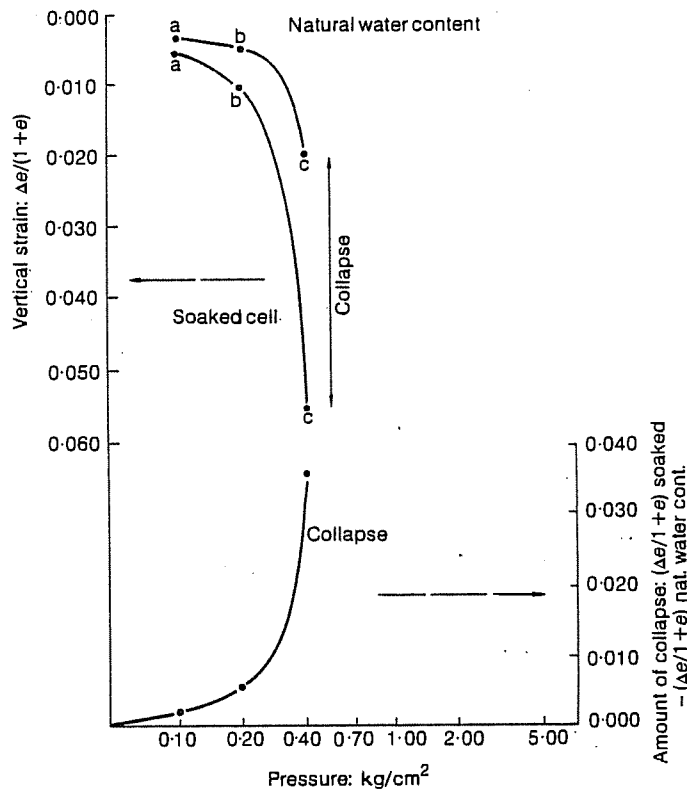


Fig. 2. Oedometer tests showing amount of collapse of an unsaturated silty sand of Tarragona

of the effective stress concept, which is unable to reproduce collapse behaviour.

The work reported here responds to the need for developing a general model of unsaturated consolidation which incorporates the main factors in play. These are the joint swelling-collapse behaviour of unsaturated soils; the large variations in permeability coefficients with the saturation (and deformation) range; boundary and initial conditions able to simulate any history of environmental conditions; and the possibility of introducing an arbitrary load history.

AIR AND WATER CONTINUITY IN UNSATURATED DEFORMABLE SOIL

Liquid water transfer seems to depend only on water potential gradients. Croney & Coleman (1960) report the negligible influence of temperature in liquid phase transport. Temperature seems to have a small influence on suction. Gardner (1960) questions this assertion however, especially for high values of suction. Vapour phase transfer has been usually neglected in isothermal formulations and Gardner (1960) points out that even in this case vapour pressure gradients could exist in relatively dry soils ($pF > 5$) where the high suctions involved may induce noticeable changes in the vapour pressure. In the present formulation temperature effects are excluded.

Consider, from a Eulerian point of view, a fixed, arbitrary volume V in space, contoured by a surface S (outer unit normal \vec{n}) where the movement of air and water is characterized by the two macroscopic (in the Darcy sense) velocity vectors \vec{v}_a and \vec{v}_w . Continuity of both air and water will be required in the hypothesis of immiscibility. Air solution into water is however allowed.

If ρ_a , S_r and n denote respectively the mass density of air, degree of saturation and porosity of an element within V , the instantaneous mass of gaseous air contained within V at time t is given by

$$M_a^g = \int_V \rho_a(1-S_r)n dV \quad (1)$$

Henry's law is used to find the mass of dissolved air at the same instant of time. The volume of air dissolved in a volume $nS_r dV$ of water is given by $HnS_r dV$ when the volume of air is measured at the pressure p_a of the air. Therefore, the total mass of dissolved air in V will be given by

$$M_a^d = \int_V \rho_a^* HnS_r dV \quad (2)$$

where ρ_a^* is the appropriate mass density of the air.¹

The total mass rate of air in gas phase through the boundary S is given by

$$Q_a^g = \int_S \rho_a \bar{v}_a \cdot \bar{n} dS \quad (3)$$

and the mass flow rate of dissolved air will analogously be given by

$$Q_a^d = \int_S \rho_a^* H \bar{v}_w \cdot \bar{n} dS \quad (4)$$

The rate of change of the mass of air in V should be equal to the total mass transfer through the boundary of V since sources or sinks are not considered in this analysis.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left\{ \int_V [\rho_a(1-S_r)n + \rho_a^* HnS_r] dV \right\} + \int_S (\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) \cdot \bar{n} dS = 0 \quad (5)$$

which, on applying the divergence theorem, transforms into the local differential equation

$$\text{div}(\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) + \frac{\partial}{\partial t} [\rho_a(1-S_r)n + \rho_a^* HnS_r] = 0 \quad (6)$$

which expresses the continuity of air in the unsaturated soil.

In a similar way, continuity of water requires that

$$\text{div}(\rho_w \bar{v}_w) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho_w S_r n) = 0 \quad (7)$$

where ρ_w is the mass density of water. Solid particles are assumed to be incompressible.

Equations (6) and (7) form the basis for the analysis performed here. These equations are shown to be coupled in a direct way through the velocity vector \bar{v}_w . However an additional coupling is provided by the dependence of state parameters S_r and n on both water and air pressure. The solution of these equations requires the proper formulation of the motion equations and the dependence of these state parameters on the significant stress fields. A discussion of these stress fields is therefore in order.

SIGNIFICANT STRESS FIELDS IN UNSATURATED SOIL

Bishop (1959) and Aitchison & Bishop (1960) suggest an effective stress expression for unsaturated soils, in the form

¹ If it is assumed that the air behaves like an ideal gas, $\rho_a^* = (p_a/RT)M$, where $T(^{\circ}\text{K})$ is the absolute temperature, R the gas constant (0.082 atm l/ $^{\circ}\text{K}$ mol) and M the molecular weight of air.

$$\sigma' = \sigma - [\chi p_w + (1 - \chi) p_a] = \sigma + \chi [p_a - p_w] - p_a = \sigma - p^* \quad (8)$$

where σ is the total stress, p_w and p_a are the water and air pressures, p^* is an equivalent fluid pressure (for analogy with the definition of effective stress in saturated soils), and χ a parameter highly dependent on saturation.

This expression was subsequently shown to hold reasonably well for degrees of saturation higher than some critical, S_{rc} values which depend on soil type. Roughly speaking S_{rc} is approximately equal to 0.85, 0.5 and 0.2 for clays and clayey silts, silts and fine sands, and sands respectively. Aitchison (1960) derived a theoretical expression for χ which showed the dependence of χ on suction as well as degree of saturation. Knowing the (nonlinear and hysteretic) relationship between suction and degree of saturation it is possible to obtain relationships between χ and S_r for different types of soil (Jennings & Burland, 1962). However χ is also dependent on the type of test and on the particular stress path considered. In fact the Bishop effective stress law seems to be quite consistent with failure states of compacted, unsaturated soil (Bishop & Donald, 1961; Bishop & Blight, 1963). However, the assumption was made that the same failure criteria and effective strength parameters apply to both saturated and unsaturated soil.

The precise definition of effective stress given by Bishop & Blight (1963) states that 'effective stress is that function of total stress and pore pressure which controls the mechanical effects of a change in stress, such as volume change, and a change in shear strength', and this serves to check the law's validity. Any stress change leading to the same change in σ' should induce the same deformation or volume change or change in strength. This is not the case however and volume change is probably the soil property least governed by an effective stress as defined by equation (8). Matyas & Radhakrishna (1968) found the following expression for the intergranular stress in an unsaturated soil.

$$\sigma' = \sigma - p_a + (A_w + A_i)(p_a - p_w) \quad (9)$$

where A_w is the percentage area occupied by water in a wavy surface across the soil whereas A_i represents the percentage area of the air-water menisci. A_i and A_w depend on factors such as degree of saturation, grain size distribution and structure. The redistribution of interparticle stress, when changes in the air-water menisci occur, is made responsible for the inadequacy of the principle of effective stress to predict adequately volume change behaviour of unsaturated soils.

Aitchison (1965) reports that χ in equation (8) depends on suction, water content, degree of saturation, particle composition, particle arrangement, stress and strain history. Virtually all the factors controlling deformation and strength are present in χ . Aitchison (1965) even mentions the discontinuous nature of χ , which it is necessary to take into account when considering swelling and collapse behaviour. Also Aitchison & Woodburn (1969) show that an increase in σ' through $p_a - p_w$ frequently results in sample cracking whereas the opposite (increase in continuity) is true if σ' is increased through σ .

Jennings & Burland (1962), Bishop & Blight (1963), Burland (1965), Aitchison (1965), Brackley (1971) and others show that deformation cannot always be linked with changes in effective stress. Bishop & Blight (1963) suggest that plots of void ratio versus $\sigma - p_a$ and $p_a - p_w$ are more appropriate to describe volume change behaviour of unsaturated soil. They noticed the change in qualitative behaviour from swelling to collapse at different stress levels: 'The load at which a compacted fill changes over from swelling to decreasing in volume on saturation depends on compactive effort, placement water content and soil type, particularly on the clay fraction.'

The apparent anomalies (in terms of effective stress) in volume change behaviour, readily

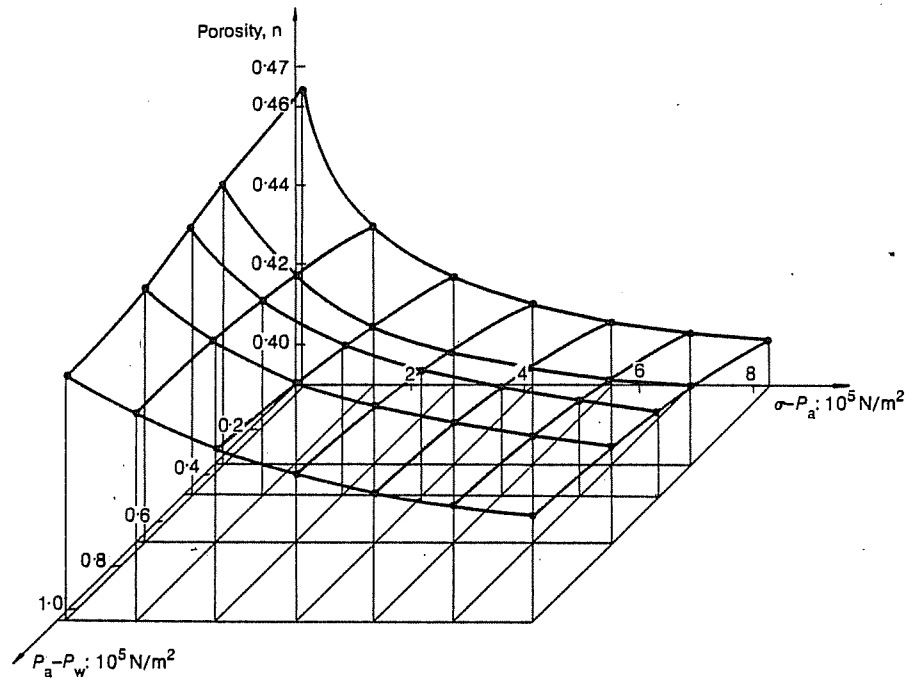


Fig. 3. State surface for void ratio (taken from Matyas & Radhakrishna, 1968)

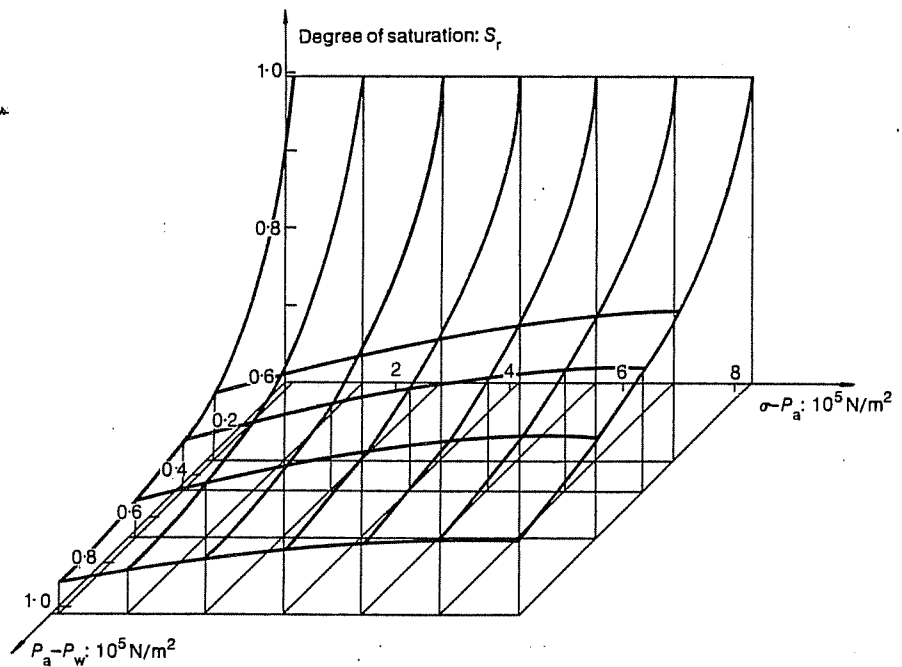


Fig. 4. State surface for degree of saturation (taken from Matyas & Radhakrishna, 1968)

apparent in test techniques such as the double oedometer (Aitchison & Woodburn, 1969), are generally explained in terms of interparticle forces and microstructure. The reduction of S_r below some critical value does not result in an increase of effective stress but in the development of strong links among particles. In these circumstances soaking provokes a reduction of interparticle bonds and the soil structure may become unstable if the external load is high enough. If the soil has a significant amount of clay fraction, two different phenomena may be present: the collapse behaviour just mentioned and interparticle repulsion resulting in swelling. The relative importance of both phenomena controls the resulting observed behaviour. As pointed out by Barden, Mador & Sides (1969), three conditions are necessary for collapse behaviour of both natural and compacted soils: the soil must possess a potentially unstable structure; there must be sufficient suction pressure to maintain the structure with temporary rigidity, which is destroyed on wetting; and a high applied stress necessary to develop the potential instability of the structure must be present. For compacted soils, clay content has repeatedly been reported as an important parameter. A given soil structure may exhibit swelling or collapse behaviour depending on environmental conditions (namely soil suction and applied total stress). Equations such as (8), rather than a principle or a law, express some kind of intergranular stress but, even in this case, a better expression for this stress, already advanced by Bishop & Blight (1963), would be $\sigma' = \sigma - p_a + f(p_a - p_w)$ where $f(\dots)$ is some function of the soil suction.

Matyas & Radhakrishna (1968) abandon the effective stress concept and, for triaxial states, identify three stress variables which control the volume change behaviour: $\sigma - p_a$, $\sigma_1 - \sigma_3$ and $p_a - p_w$, where $\sigma = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ is the mean triaxial stress. A similar choice of stress parameters was advanced by Coleman in 1962. Wetting history is also an important factor controlling volume change as will be mentioned subsequently.

Fredlund & Morgenstern (1977) performed a series of oedometer and triaxial null tests, controlling volume change to demonstrate the suitability of the following alternative stress variables for unsaturated soil: $(\sigma_{ij} - p_w \delta_{ij})$ and $(p_a - p_w) \delta_{ij}$; $(\sigma_{ij} - p_a \delta_{ij})$ and $(p_a - p_w) \delta_{ij}$; and $(\sigma_{ij} - p_a \delta_{ij})$ and $(\sigma_{ij} - p_w \delta_{ij})$. They define these stress fields after formulating the equilibrium equations and considering a fourth phase within an unsaturated soil: the contractile skin.

Based on this review two stress fields, $\sigma - p_a$ and $p_a - p_w$, were chosen for the one-dimensional analysis presented herein. The effective stress concept was substituted by state surfaces described next.

STATE SURFACES FOR VOLUME CHANGE

Following the line of reasoning of Matyas & Radhakrishna (1968) it is accepted that the following 'state' parameters, state of stress, void ratio e , degree of saturation S_r and soil structure, define precisely the state of a soil element, without reference to its previous history. Furthermore, it is assumed that void ratio and degree of saturation, as far as volume change under one-dimensional conditions is concerned, can be expressed by the following functions.

$$e = F(\sigma - p_a, p_a - p_w, e_0, S_{r0}) \tag{10}$$

$$S_r = \phi(\sigma - p_a, p_a - p_w, e_0, S_{r0}) \tag{11}$$

These are not unique and depend on the evolution of soil structure. e_0 and S_{r0} represent the initial state of the soil element. Two of such state functions, taken from the experimental work of Matyas & Radhakrishna (1968), are indicated in Figs 3 and 4. The prediction of volumetric strains in terms of stress parameters is only possible if the stress path does not induce an appreciable desaturation of the soil. Barden *et al.* (1969) indicate that hysteresis in the saturation history of the soil strongly influences its mechanical behaviour. Only for monotonic changes in

S_r , it is therefore reasonable to expect that equations (10) and (11) are unique surfaces.

The surfaces in Figs 3 and 4 (subsequently used in the various solved cases presented) model both swelling and collapse behaviour. Collapse occurs when the soil possesses a potentially unstable structure which is also attained when relatively high suctions or applied stresses exist. Soils with low clay content and/or flocculated structure are prone to collapse behaviour. Soils with high clay content and/or dispersed structure may tend to swell on wetting.

PERMEABILITY TO WATER AND AIR OF UNSATURATED SOIL

Water permeability K_w has been reported (Lambe & Whitman, 1969) to depend on soil gradation and composition, void ratio, fabric and degree of saturation. For a given soil, if the fabric does not change significantly during the consolidation process, void ratio and degree of saturation are the main factors controlling permeability. The variation of K_w with void ratio is well documented. Lambe & Whitman (1969) present many examples which suggest a linear variation of $\log K_w$ with void ratio.

The variation of K_w with degree of saturation is not so well established but the available data suggest a rapid decrease of permeability when saturation decreases. Some empirical relationships are also based on suction (highly dependent on saturation) such as the equation proposed by Gardner (1960)

$$K_w = a/(\psi^n + b) \quad (12)$$

where a, b, n are constants and ψ the soil suction. According to Gardner (1960) n varies from about 1.5 for clay soils to 4 or more for coarse textured soils. Other empirical relationships are presented by Barden (1965) and Bear (1972).

In order to combine the effects of void ratio and saturation it is proposed to use a product model as follows:

$$K_w(S_r, e) = f_1(S_r) f_2(e) = K(S_r, e_0) 10^{(e - e_0)/\alpha} \quad (13)$$

where e_0 is the initial (or reference) void ratio and α is the slope of the linear relationship $\log_{10} K_w$ versus e for constant S_r (α can be obtained for $S_r = 1$ using the oedometer test). A model of this kind for unsaturated permeability is already implicit in the flow equation proposed by Bear (1972)

$$v_{wi} = -k_{ij} \frac{K_{rw}}{\mu_w} \left(\frac{\partial p_w}{\partial x_j} + \rho_w g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) \quad (14)$$

K_{rw} is the relative permeability, only dependent on degree of saturation, ranging from 0 to 1; k_{ij} is an intrinsic permeability tensor and therefore depends only on the soil media and not on the permeant fluid; μ_w is the viscosity of water; $\rho_w g$ its specific weight; and x_3 the vertical co-ordinate.

A similar expression is proposed for the air flow

$$v_{ai} = -k_{ij} \frac{K_{ra}}{\mu_a} \left(\frac{\partial p_a}{\partial x_j} + \rho_a g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) \quad (15)$$

A typical variation of K_{rw} and K_{ra} with S_r (Bear, 1972) appears in Fig. 5. According to it, simultaneous flow of water and air occurs only on a limited range of degrees of saturation defined by the limiting values S_{w0} and S_{a0} .

The one-dimensional version of equation (14) which takes into account equation (13) is

$$v_w = -K_w(S_r, e) \left[\frac{\partial(p_w/\gamma_w)}{\partial z} + 1 \right] = -K_w(S_r, e_0) 10^{(e - e_0)/\alpha} \left[\frac{\partial(p_w/\gamma_w)}{\partial z} + 1 \right] \quad (16)$$

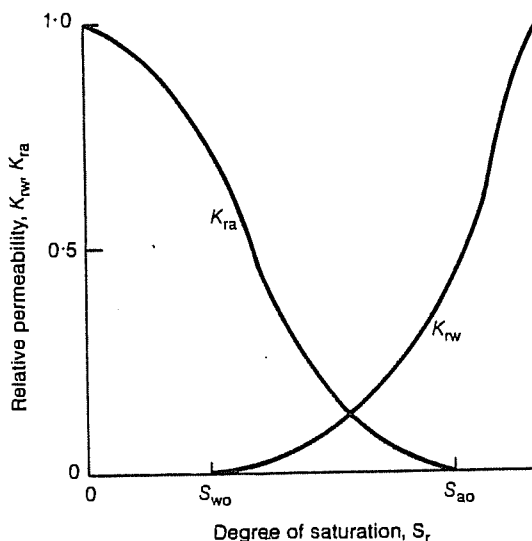


Fig. 5. Typical relative permeability curves (from Bear, 1972)

Experimental measurement of air permeability through unsaturated soil is scarce. Yoshimi & Osterberg (1963) determined the air permeability of a compacted (dry of optimum) silt. They found a linear relationship between the logarithm of a permeability \bar{K} (defined below) and the logarithm of air voids ratio ($e(1 - S_r)$). The following expression has been used for the one-dimensional flow of air in this Paper.

$$v_a = -K_a(S_r, e) \frac{1}{\rho_a g} \frac{\partial p_a}{\partial z} = \frac{-kK_{ra}}{\mu_a} \frac{\partial p_a}{\partial z} = \frac{-b e^a (1 - S_r)^a}{\mu_a} \frac{\partial p_a}{\partial z} = \frac{-\bar{K}}{\mu_a} \frac{\partial p_a}{\partial z} \quad (17)$$

where air weight gradients are neglected. This expression follows the general equation (15) but does not take into account any limiting values for the degree of saturation; a and b are parameters defining the linear relationship between $\log(e(1 - S_r))$ and $\log \bar{K}$.

A much more precise knowledge of water and air permeability through unsaturated soil and the standardization of experimental techniques is at present highly desirable.

The question of the condition of the air within the soil (continuous air channels or occluded air) is only indirectly answered through the evolution of permeability to air when the degree of saturation and the voids ratio change. The variation of intrinsic permeability K_a with S_r and e for the particular examples solved later is presented in Fig. 12. The sharp bend in the curves relating K_a with S_r , when S_r goes beyond 0.85, may be interpreted as a tendency towards occlusion of the air. The transfer of air mass within the soil, once a situation of widespread occlusion occurs, may be explained by a combination of different effects: the motion of small air bubbles carried by the free pore water, the transfer through the small percentage of interconnected air voids still existing within the soil, and the solution and segregation of the air into and from the moving water (experiencing transient conditions). The macroscopic coefficient of permeability can take care globally of the first two mechanisms. The third one is included in the continuity expressions derived previously.

Before entering into the description of the method of solution adopted it seems convenient to summarize the idealizations made in the construction of the model. It relies on the following main assumptions: thermal-dependent flow and continuity of the solid phase are not

considered; the concept of effective stress is abandoned and substituted by state surfaces (experimentally determined); hysteresis effects due to the saturation history are neglected; and permeability to air and water are modelled after the concept of relative permeability (also experimentally determined). Even though the general formulation of air and water continuity has been three-dimensional the applications presented are one-dimensional, consistent with the available state surfaces determined under oedometric conditions.

METHOD OF SOLUTION

Galerkin approximation

The unknown functions, p_w and p_a , of equations (6) and (7) are approximated through the partial discretization.

$$\hat{p}_w(\bar{x}, t) = \sum_i N_i(\bar{x}) p_{wi}(t) \quad (18)$$

$$\hat{p}_a(\bar{x}, t) = \sum_i N_i(\bar{x}) p_{ai}(t) \quad (19)$$

$N_i(\bar{x})$ are the interpolation functions; $p_{wi}(t)$ and $p_{ai}(t)$ are the water and air pressures at the nodes of the appropriate finite element mesh covering the solution domain V . In the contour of a domain S (outward unit normal \bar{n}), boundary conditions defining fluid pressures and mass fluid rates should be specified.

$$p_w = p_w(\bar{x}, t) \quad \text{on } S_1 \quad (20a)$$

$$p_a = p_a(\bar{x}, t) \quad \text{on } S_1' \quad (20b)$$

$$\rho_w v_{wn} = \lambda \rho_w \quad \text{on } S_2 \quad (21a)$$

$$\rho_a v_{an} + \rho_a^* H v_{wn} = \phi \quad \text{on } S_2' \quad (21b)$$

where $S_1 \cap S_2 = 0$; $S_1 \cup S_2 = S$; $S_1' \cap S_2' = 0$; $S_1' \cup S_2' = S$.

Forcing N_i to satisfy the conditions of equations (20a, b) and making $N_i = 0$ on S_1' and S_1 , the following weighted integrals should vanish in the domain of integration.

$$\int_V \text{div}(\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) N_i dV + \int_V \frac{\partial}{\partial t} [\rho_a(1 - S_r) n + \rho_a^* H n S_r] N_i dV - \int_{S_2'} [(\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) \bar{n} - \phi] N_i dS = 0 \quad (22)$$

$$\int_V \text{div}(\rho_w \bar{v}_w) N_i dV + \int_V \frac{\partial}{\partial t} (\rho_w S_r n) N_i dV - \int_{S_2} (\rho_w \bar{v}_w \bar{n} - \lambda \rho_w) N_i dS = 0 \quad (23)$$

Using the identities

$$N_i \text{div}(\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) = \text{div} [N_i(\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w)] - (\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) \text{grad } N_i \quad (24)$$

and

$$N_i \text{div}(\rho_w \bar{v}_w) = \text{div}(N_i \rho_w \bar{v}_w) - \rho_w \bar{v}_w \text{grad } N_i \quad (25)$$

equations (22) and (23) become, once the Gauss theorem is applied

$$- \int_V (\rho_a \bar{v}_a + \rho_a^* H \bar{v}_w) \text{grad } N_i dV + \int_V \frac{\partial}{\partial t} (\rho_a(1 - S_r) n + \rho_a^* H n S_r) N_i dV + \int_{S_2'} \phi N_i dS = 0 \quad (26)$$

$$-\int_V \bar{p}_w \text{grad } N_i \, dV + \int_V \frac{\partial}{\partial t} (S_i n) N_i \, dV + \int_{S_z'} \lambda N_i = 0 \tag{27}$$

In order to develop these expressions the flow equations (14) and (15) should be introduced, together with the discrete approximation of fluid pressures (equations (18) and (19)). Details of the one-dimensional problem are relegated to Appendix A. It is shown there (equations (A9) and (A10)) that the following system of equilibrium equations, written now in matrix form, is obtained.

$$\begin{bmatrix} [0] & [K^{w1}] \\ [K^{a2}] & [K^{w2}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{P_a\} \\ \{P_w\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [T^{a1}] & [T^{w1}] \\ [T^{a2}] & [T^{w2}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{\partial p_a}{\partial t} \right\} \\ \left\{ \frac{\partial p_w}{\partial t} \right\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{-A^1\} \\ \{-A^2\} \end{Bmatrix} \tag{28}$$

and rearranging the equations

$$[K] \{p\} + [T] \left\{ \frac{\partial p}{\partial t} \right\} = \{A\} \tag{29}$$

where $\{P\}^t = \{p_{a1}, p_{w1}, p_{a2}, p_{w2}, \dots, p_{am}, p_{wm}\}$, m being the total number of nodes of the discretized domain. This set of first order differential equations is highly nonlinear since the state parameters n and S_r , as well as the permeability coefficients K_a and K_w , depend markedly in a highly nonlinear way on the unknowns p_a and p_w . For functions such as $S_i(z)$, $n(z)$, $K_a(z)$ and $K_w(z)$ (generically $F(z)$) the following spatial approximation was chosen for simplicity.

$$F(z) = \sum_j F_j N_j(z) \tag{30}$$

where $N_j(z)$ are the Galerkin interpolation functions and the F_j are values of the function $F(z)$ at the mesh nodes. These values may be obtained, once the air and water pressures are computed, at each node. Spatial derivatives of S_r and n are easily computed from equation (30).

Spline approximation of state surfaces and permeabilities

Spline functions have been used satisfactorily (Desai, 1971) to perform nonlinear stress-strain analyses of soils. Here given the predominantly empirical character of the state surfaces and permeabilities, this choice seems appropriate. In addition, the spline approximation provides a C^1 continuity for the first derivatives of the interpolated function. First derivatives are present in the Galerkin formulation. Cubic splines, adopted here, are briefly described in the following paragraphs. In order to interpolate some function $K(z)$ through N base points (K_i, z_i) it is required that the second derivative K'' varies linearly between two consecutive points (M_{j-1}, z_{j-1}) and (M_j, z_j) where $M_j = K''(z_j)$.

$$K''(z) = M_{j-1} \frac{z_j - z}{h_j} + M_j \frac{z - z_{j-1}}{h_j} \quad (h_j = z_j - z_{j-1}) \tag{31}$$

Integrating twice

$$K(z) = M_{j-1} \frac{(z_j - z)^3}{6h_j} + M_j \frac{(z - z_{j-1})^3}{6h_j} + \left(K_{j-1} - \frac{M_{j-1} h_j^2}{6} \right) \frac{z_j - z}{h_j} + \left(K_j - \frac{M_j h_j^2}{6} \right) \frac{z - z_{j-1}}{h_j} \tag{32}$$

Imposing the continuity of the first derivative at each interpolating point ($K'(z_j^+) = K'(z_j^-)$) the following set of $N - 2$ equations is obtained for the unknown M_j values

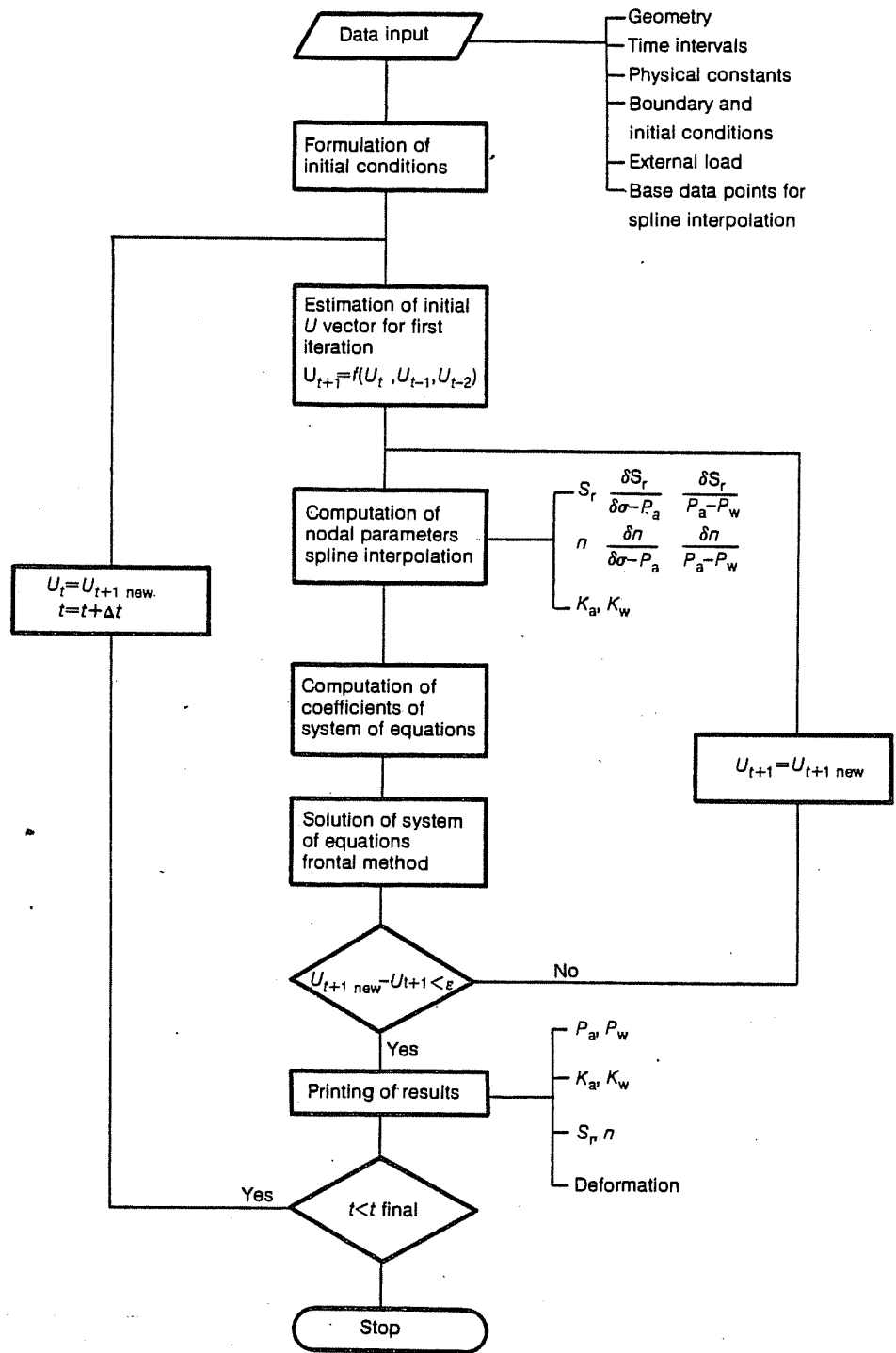


Fig. 6. Solution flow chart

$$M_{j-1} \frac{h_j}{6} + M_j \left(\frac{h_j + h_{j+1}}{3} \right) + M_{j+1} \frac{h_{j+1}}{6} = \frac{K_{j+1} - K_j}{h_{j+1}} - \frac{K_j - K_{j-1}}{h_j} \quad (33)$$

where $j = 2, \dots, N - 1$. Two additional end conditions (for example, specifying the moments M at points 1 and N) are necessary to complete the system of equation (33). State surfaces require interpolation in two dimensions. This is accomplished by means of two successive one-dimensional interpolations. Consider a function S of two variables x and y which is to be interpolated through $N \times M$ base points (x_i, y_j, S_{ij}) ($i = 1, N$ and $j = 1, M$). A first set of interpolating functions $S_i = S(x_i, y)$ ($i = 1, N$) is constructed in the way described before using the base points: $\{(x_i, y_j, S_{ij})\}$ ($j = 1, M$). Then the function $S(x, y)$ is computed from the base points $\{(x_i, y, S_i)\}$ ($i = 1, N$). A total of $N + 1$ simple interpolations are therefore needed to compute the function S .

First partial derivatives such as $\partial S / \partial x$ may be computed from the function interpolated through $\{(x_i, y, S_i)\}$ ($i = 1, N$) and finally derivatives such as $\partial S / \partial y$ may be obtained directly by interpolating through the base points $\{(x_i, y, S_{ij})\}$ ($i = 1, N$) with $S'_i = \partial S(x_i, y) / \partial y$ obtained from interpolation through $\{(x_i, y_j, S_{ij})\}$ ($j = 1, M$).

The roles of x and y may be interchanged without affecting the final result.

The time dimension

Once the set of partial differential equations governing unsaturated consolidation are transformed into a set of first order differential equations through a finite element technique, a finite difference scheme has been employed to discretize the time derivatives. Derivates are computed at the midpoint of each time increment.

$$\frac{\partial p(t + \Delta t / 2)}{\partial t} = \frac{p(t + \Delta t) - p(t)}{\Delta t} \quad (34)$$

Matrices in equation (28) are also evaluated at $(t + \Delta t / 2)$ and therefore the following marching procedure is obtained from equation (29).

$$\left[\frac{1}{2} K \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{1}{\Delta t} T \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right] \{p(t + \Delta t)\} = \left\{ A \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right\} - \left[\frac{1}{2} K \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) - \frac{1}{\Delta t} T \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right] \{p(t)\} \quad (35)$$

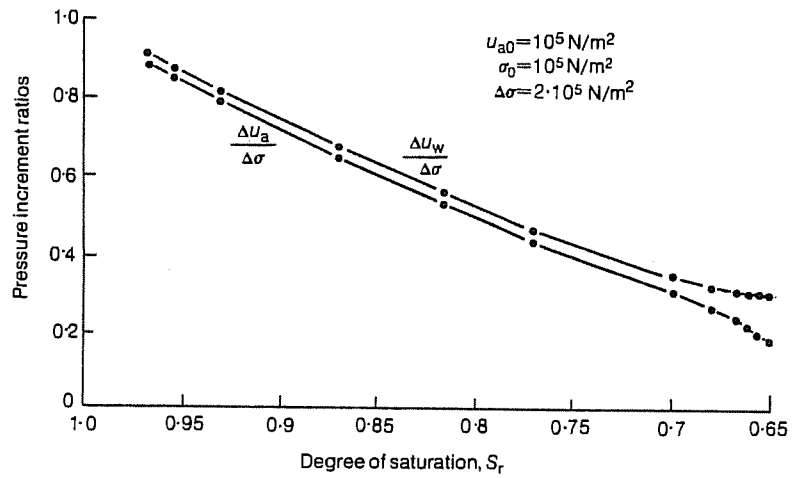
In nonlinear consolidation (Lewis, Roberts & Zienkiewicz, 1976) two time-level schemes such as the preceding one have proved to be more satisfactory than three time-level schemes.

An iterative solution scheme which in essence is indicated in the flow chart of Fig. 6 allows the computation of the successive air and water pressures to any degree of required accuracy. Nonlinearities in the coefficients are automatically incorporated within this scheme. This simple procedure has proved to be sufficiently fast in converging for the solved cases presented below. The chosen time interval plays a fundamental role in controlling the rate of convergence.

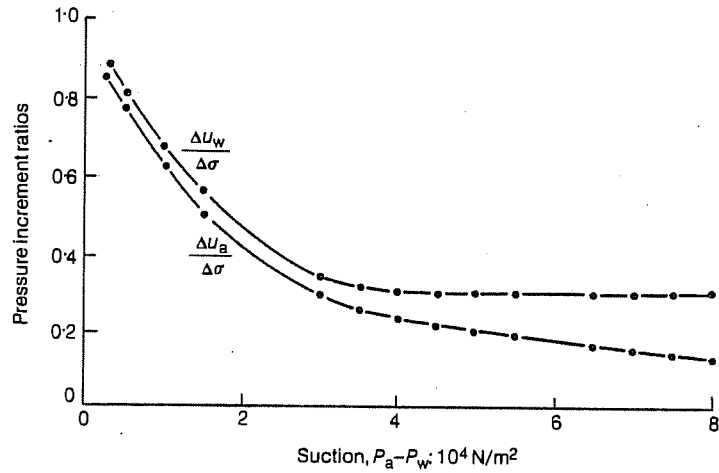
The one-dimensional elements chosen have three nodes and the approximate functions $N_i(z)$ are parabolic. All the necessary integrals were computed using two Gauss points at each element. Assembly and solution of the system of algebraic equations followed an efficient frontal procedure (Irons, 1970). A versatile computer program which incorporates the preceding developments can handle any material nonhomogeneity and arbitrary histories of external loads and boundary conditions. This last feature was deemed necessary in order to follow common environmental situations controlling the evolution of unsaturated soil.

UNDRAINED LOADING

As for saturated soil, the initial conditions leading to a consolidation process after the



(a)



(b)

Fig. 7. Instantaneous variation of air and water pressures upon application of an external load with (a) degree of saturation; (b) suction

application of an external load require an examination of undrained loading. The instantaneous change in state parameters resulting from the application of a load increment $\Delta\sigma$ over the existing state of stress σ_0 ($\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma$) should be consistent with the state surfaces characterizing the volume change of the soil. If S_{r0} and n_0 are the initial degree of saturation and porosity, the new values after loading are given by

$$S_r = V_{v0}/V_v(S_{r0} + \Delta V_w/V_{v0}) \tag{36}$$

$$n = (V_{v0} + \Delta V_w + \Delta V_{af})/(V_0 + \Delta V_w + \Delta V_{af}) \tag{37}$$

where V_{v0} and V_v are initial and resulting void volumes; ΔV_w is the increment of water volume (due to water compressibility); ΔV_{af} is the increment of free air volume suffered by a soil element; and V_0 is its initial total volume. Air mass continuity

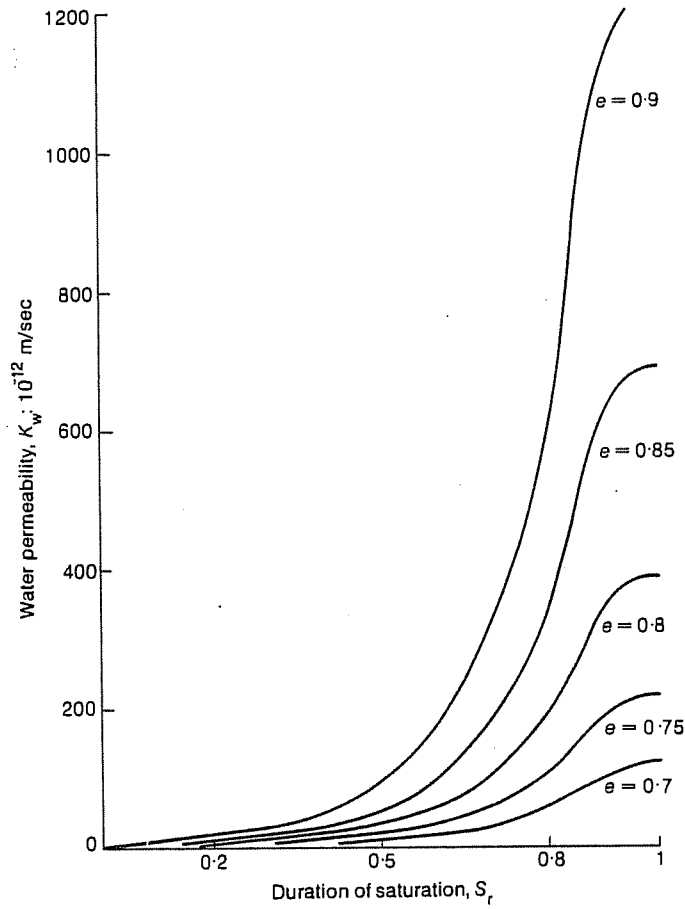


Fig. 8. Variation of water permeability with degree of saturation for various void ratios

$$(1 - S_{r0} + S_{r0} H) p_{a0} V_{v0} = (1 - S_r + HS_r) p_a V_v \tag{38}$$

allows for the determination of the after-loading void volume

$$V_v/V_{v0} = (1 - S_{r0} + HS_{r0}) p_{a0} / (1 - S_r + HS_r) p_a \tag{39}$$

Furthermore, if C_w is the compressibility of the water, the increment of water volume will be given by

$$\Delta V_w = V_0 n_0 S_{r0} C_w (p_w - p_{w0}) \tag{40}$$

Finally, the increment of free air volume will be given by

$$\Delta V_{af} = (1 - S_r) V_v - (1 - S_{r0}) V_{v0} \tag{41}$$

and therefore

$$\frac{\Delta V_{af}}{V_0} = n_0 [(1 - S_r) V_v/V_{v0} - (1 - S_{r0})] \tag{42}$$

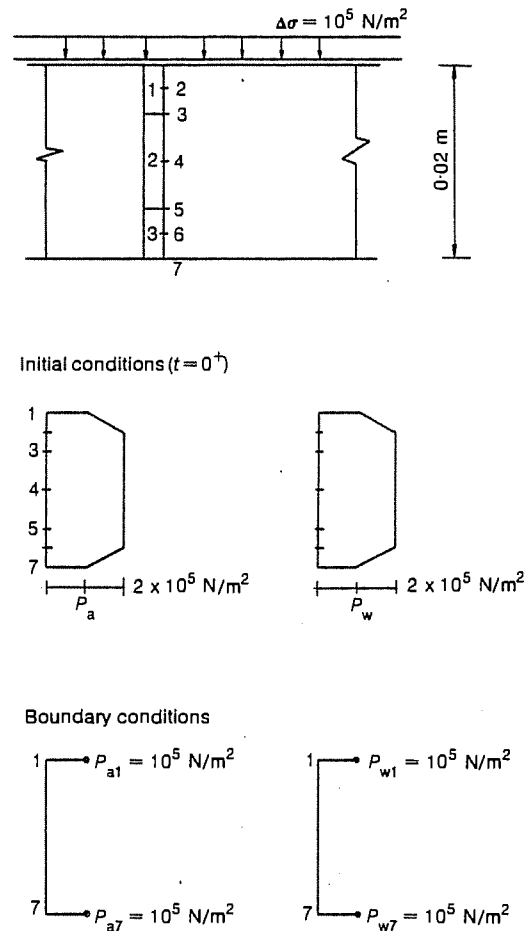


Fig. 9. Geometry and boundary conditions for one-dimensional nonlinear saturated consolidation

Equations (36), (37), (39), (40) and (42) lead to the following expressions for the after-loading degree of saturation and porosity:

$$S_r = \frac{S_{r0}[1 + C_w(p_w - p_{w0})] p_a}{(1 - H) p_a S_{r0}[1 + C_w(p_w - p_{w0})] + (1 - S_{r0} + HS_{r0}) p_{a0}} = \rho_1(p_a, p_w) \quad (43)$$

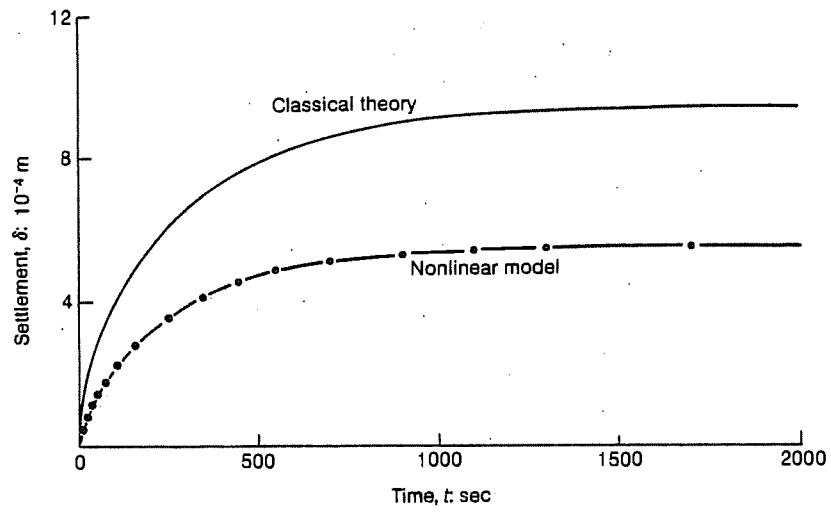
$$n = n_0 \left\{ n_0 + (1 - n_0) \left[\left(S_{r0}[1 + C_w(p_w - p_{w0})] + (1 - S_r) \frac{p_{a0}(1 - S_{r0} + HS_{r0})}{p_a(1 - S_r + HS_r)} \right) \right]^{-1} \right\} = \rho_2(p_a, p_w) \quad (44)$$

which should be equal to the values $S_r^*(\sigma, p_a, p_w)$ and $n^*(\sigma, p_a, p_w)$ given by the state surfaces. Therefore the conditions

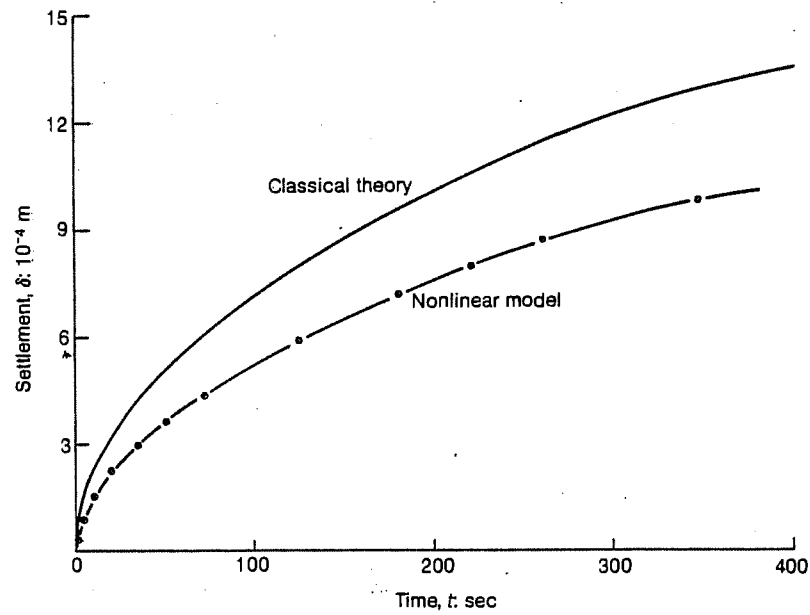
$$f(\sigma, p_a, p_w) = S^* - \rho_1 = 0 \quad (45)$$

$$g(\sigma, p_a, p_w) = n^* - \rho_2 = 0 \quad (46)$$

allow the determination of the equilibrium air and pore water pressures. A Newton-Raphson



(a)



(b)

Fig. 10. Nonlinear saturated consolidation. Settlement vs time for (a) $\Delta\sigma = 10^5 \text{ N/m}^2$, (b) $\Delta\sigma = 5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$

iterative procedure has been implemented and results in a fast convergence. Figures 7(a) and 7(b) show the variation of the relative increments of air and water pressure, upon the application of an external load, with degree of saturation and water suction for the state surfaces shown in Figs 3 and 4. The close proximity of both pressure increments for a wide range of saturation conditions can be seen. These results are employed subsequently to analyse the consolidation behaviour of a loaded unsaturated soil.

SOLVED CASES

State surfaces appearing in Figs 3 and 4 are common for all the solved cases. Variation in water permeability with void ratio and degree of saturation is shown in Fig. 8. The variation with S_r was modelled with the aid of the spline approximation.

One-dimensional nonlinear saturated consolidation. A case dealing with saturated soil was solved in order to demonstrate the ability of the model to handle the extreme situation of saturation. Only the initial (saturated) state and the zero suction boundaries, together with the suddenly applied external load, were introduced in the general formulation. Thereafter consolidation proceeded always within the zero suction curve of the state surfaces, maintaining full saturation. In addition, the saturated consolidation offered the first opportunity to adjust and optimize (in terms of computer time for a given precision of results and stability towards convergence) the size of the finite elements and the time interval which could be used as a starting point for the more complex cases solved subsequently. Finally, a general case of nonlinear saturated consolidation was solved and the obtained results were compared qualitatively with previously reported nonlinear consolidation analysis (Lewis *et al.*, 1976).

Typical oedometer geometry and boundary conditions were simulated (Fig. 9). Only three parabolic elements needed to be used. Comparison of two settlement records with the classical (constant permeability and coefficient of deformation equal to the average values over the range of deformation) solution is shown in Fig. 10. Wide discrepancies (reducing when the intensity of the external load increases) are shown to exist.

Relatively rapid dissipation of excess pore pressures at the beginning of consolidation for the nonlinear case make the effective stresses act over a comparatively stiffer material than the average sample. Similar qualitative results have been demonstrated by Lewis *et al.* (1976) (Fig. 3 of their Paper). On the average 2.4 and 9.3 iterations were necessary to satisfy the necessary convergence criteria (fixed as 50 N/m² of water pressure difference) for both cases $\Delta\sigma = 100$ and $\Delta\sigma = 500$ kN/m² respectively.

Infiltration and swelling in an unsaturated soil. An analysis of the infiltration phenomena taking place in the upper 50 cm of a soil overlying the water table was performed. Geometry and initial and boundary conditions are indicated in Fig. 11. The soil is supposed to have an initial linear distribution of water suction and at the initial time the surface reaches saturation (a thin layer of water extends instantaneously over the surface) and remains there, allowing a varying infiltration flow. Permeability to air follows the assumed variation indicated in Fig. 12.

The evolution of degree of saturation with time follows the pattern indicated in Fig. 13. The driest point within the layer, initially at the surface, migrates toward the mid-point. Suction isocrones are indicated in Fig. 14 and due to the interaction of air and water flow, some points within the layer may experience a temporary increase of their initial suction. The variation of water pressure for several points in the layers is indicated in Fig. 15. Finally the model allows the computation of the surface swelling as infiltration goes on (Fig. 16). This is a free swelling not conditioned by any external load. The next solved case shows the effect of saturating the surface of an already loaded soil.

Collapse behaviour. This third example reproduces the collapse behaviour of unsaturated soil as it is observed in an oedometer test. First (Fig. 17) the sample, which is supposed to have a constant suction profile of 5×10^4 N/m², is subjected to an external load of 3×10^5 N/m² and is allowed to consolidate. Initial conditions for this loading case were computed according to previous developments. Some time later, when settlement had reached a very low rate of

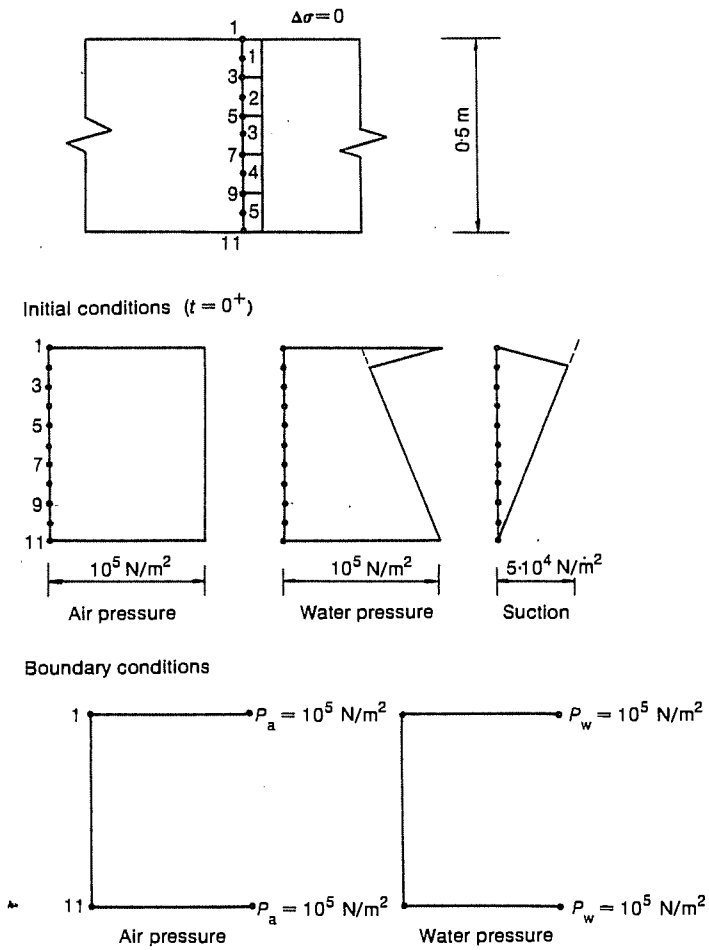


Fig. 11. Initial and boundary conditions for the swelling problem

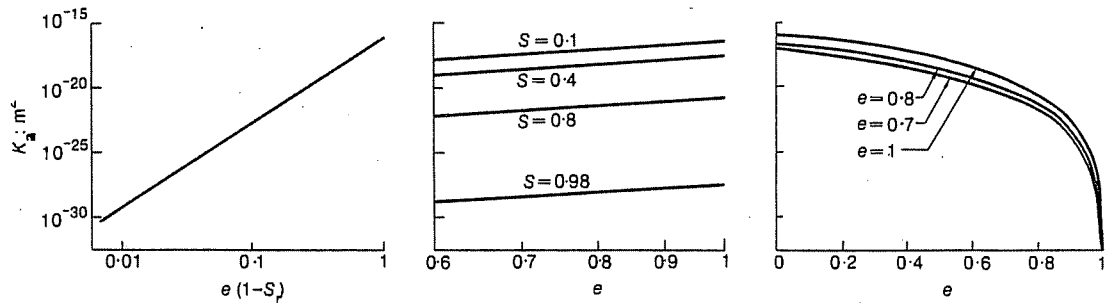


Fig. 12. Variation of air intrinsic permeability with degree of saturation and void ratio

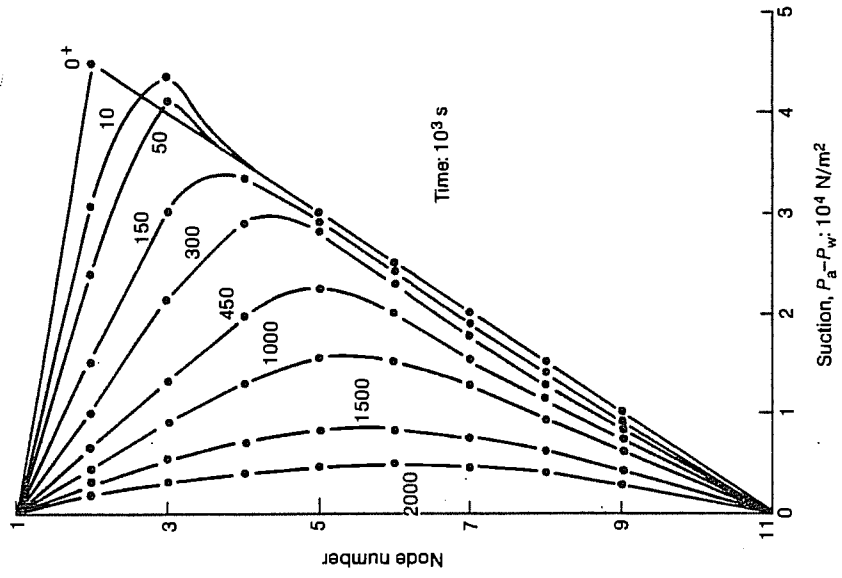


Fig. 14. Variation of suction with time: swelling problem

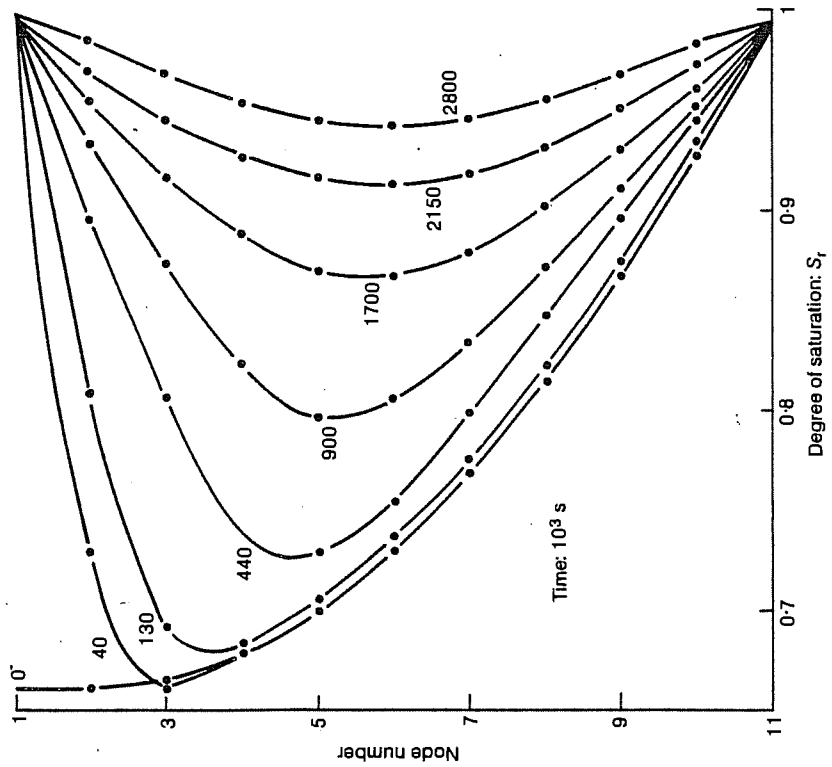


Fig. 13. Evolution of degree of saturation with time: swelling problem

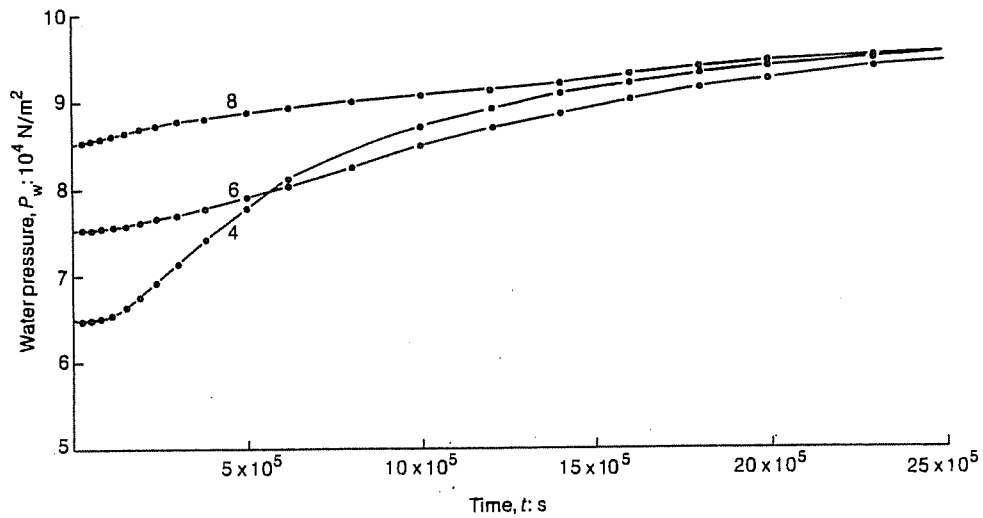


Fig. 15. Evolution of water pressure for nodes 4, 6 and 8: swelling problem.

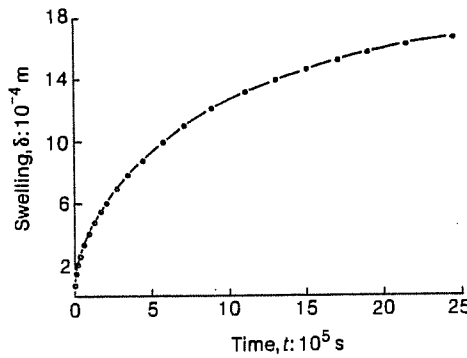


Fig. 16. Swelling vs time

increase, both ends of the oedometer sample were soaked. The resulting time-settlement curve is shown in Fig. 18. Several interesting features can be deduced from it. The initial settlement plays, as expected, a very significant role. Consolidation settlement due to the external load alone tends to be small.

On wetting, collapse develops in three distinct phases. The first one shows a slow development of deformation due to the sudden decrease in air permeability at both ends. In fact air permeability is, at this moment, two orders of magnitude larger than water permeability for most of the sample thickness. (The evolution of air and water permeability at three points within the sample is indicated in Fig. 19. A few permeability profiles, for both air and water and different times, are also indicated in Figs 20 and 21.) In order to maintain the small air mass flow within the sample, consistent with the current deformation rate and the water flow, and due to the very low values of air permeability at both ends of the sample (Fig. 20), a small increment of air pressure generated within the sample induces the necessary gradients to expulse part of the

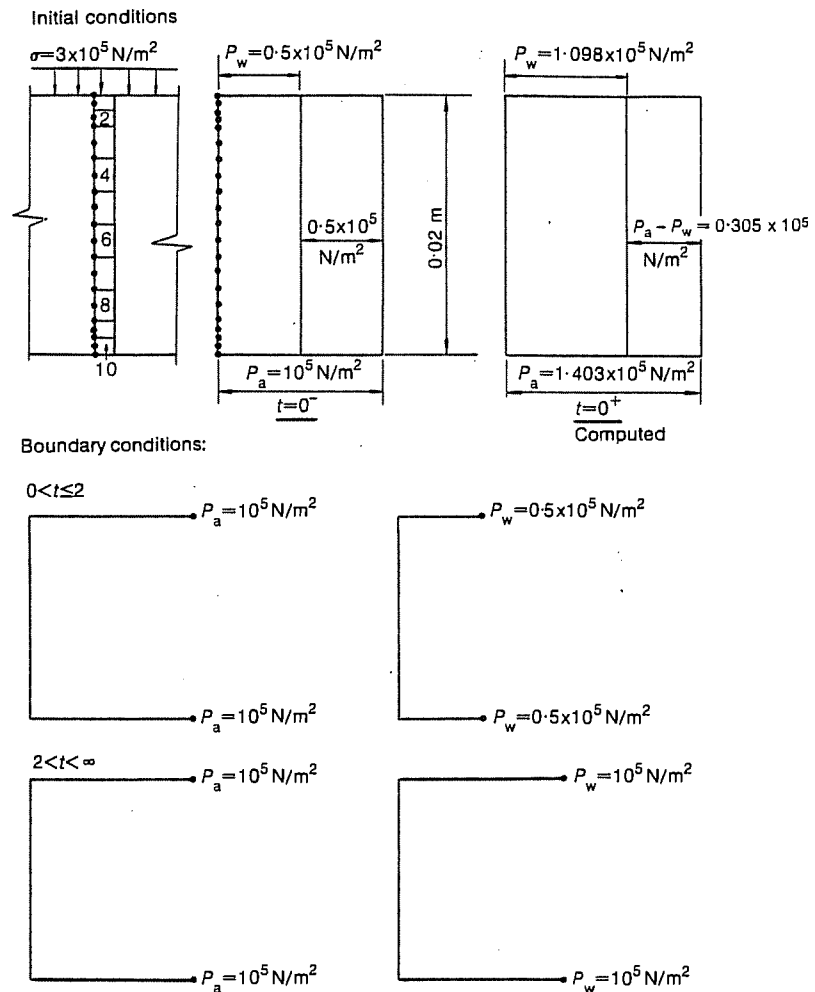


Fig. 17. Initial and boundary conditions for the collapse problem

air mass. This situation provokes a reduction of the stress field term $\sigma - p_a$ (leading to a swelling tendency) which counteracts for some time the collapse induced by the progressive reduction of suction along the sample (Fig. 22).

As the dissipation of suction progresses, favoured by the progressive increase of water permeability (Figs 19 and 21), and the developed (small) air pressures maintain themselves almost unchanged, settlement progresses by an apparently increased rate (on logarithmic time scales however) giving rise to a second distinct phase of the collapse development.

When most of the water pressure difference (with regard to steady state conditions) is dissipated (water permeability becomes almost constant along the sample) a final stage of settlement progression develops. It is entirely due to the slow dissipation of excess air pressure which finds progressive difficulties in moving along the sample due to the always decreasing negligible values of air permeability. The settlement-time curve seems to reach a secondary-type of behaviour which is however due only to air flow continuity requirements. In practice these findings mean that great care should be attached to the determination, in the laboratory, of true

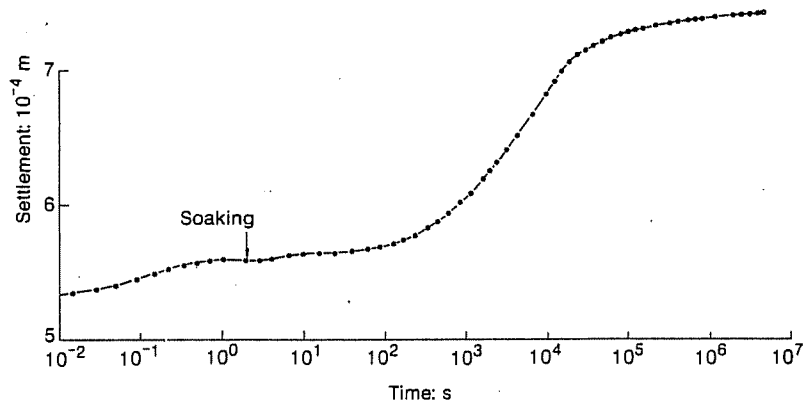


Fig. 18. Time-settlement curve for the collapse problem

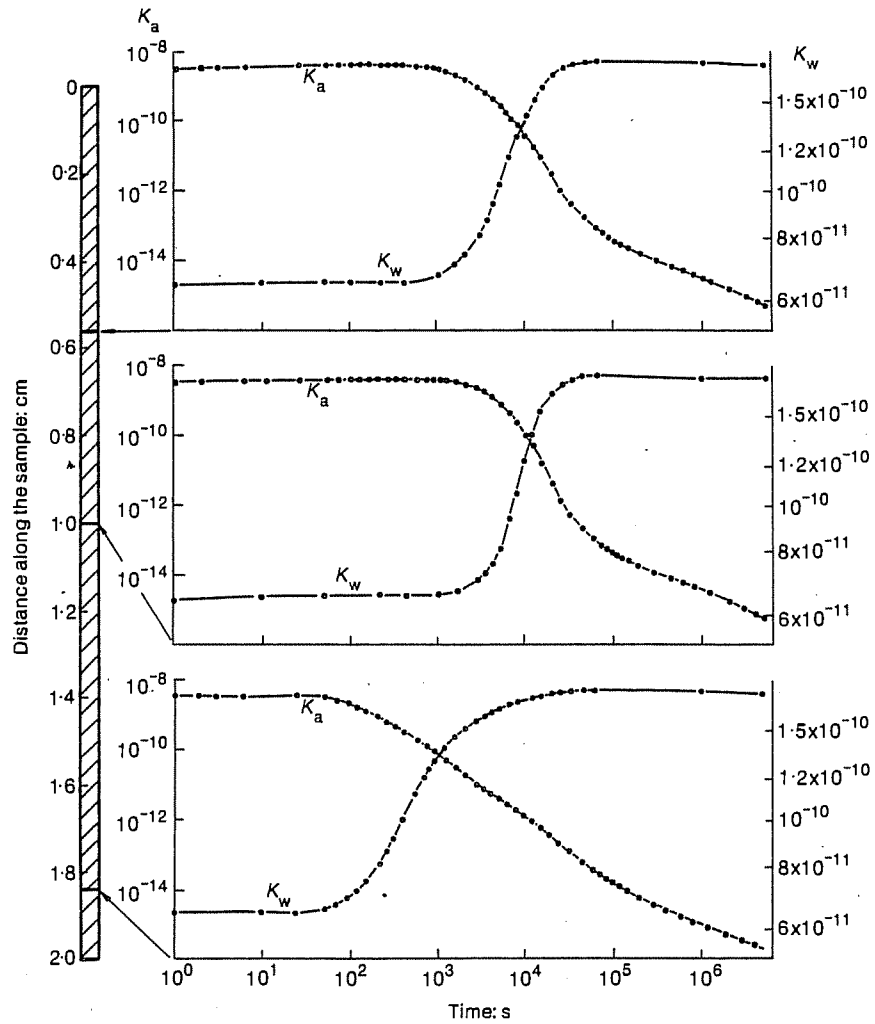


Fig. 19. Evolution of permeabilities to air and water for three points of the sample: collapse problem

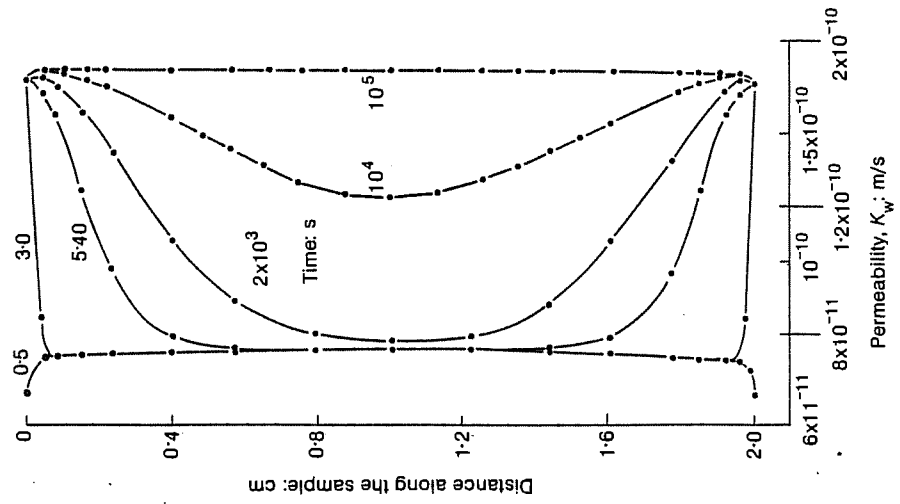


Fig. 21. Profiles of permeability to water at different time instants (soaking of both ends at $t = 2s$): collapse problem

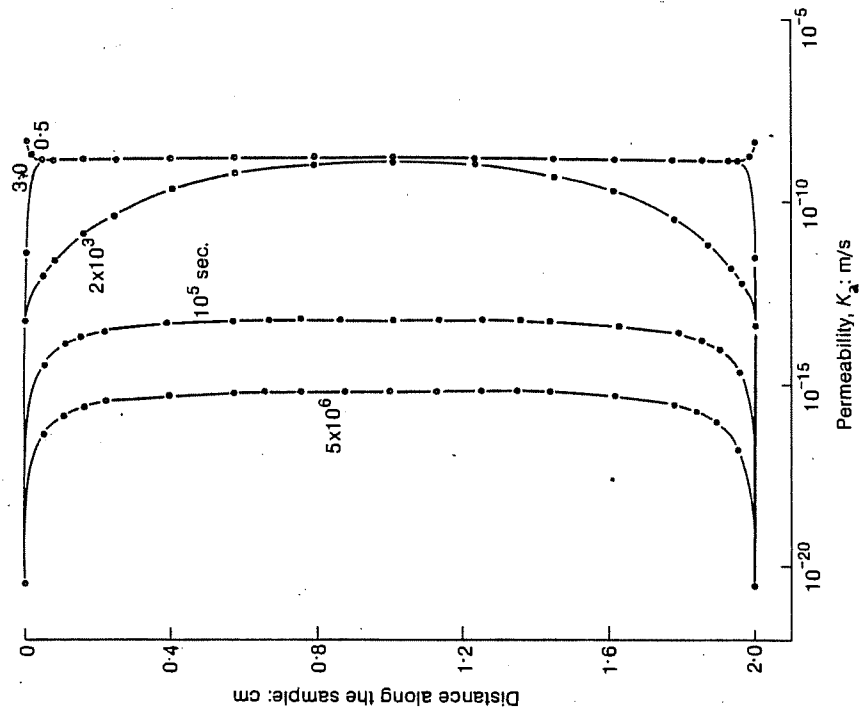


Fig. 20. Profiles of permeability to air at different time instants (soaking of both ends at $t = 2s$): collapse problem

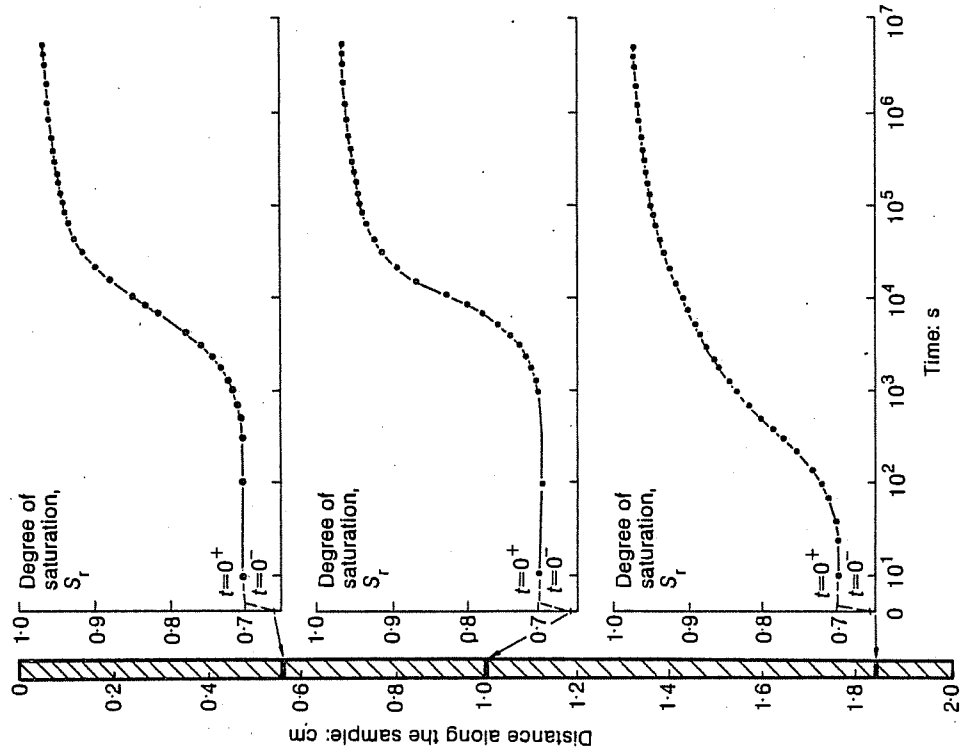


Fig. 23. Evolution of degree of saturation for three points of the sample: collapse problem

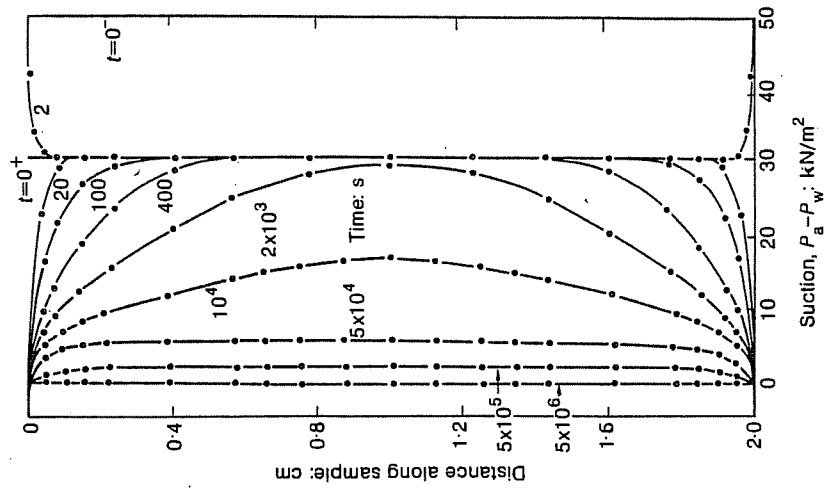


Fig. 22. Suction isochrones (loading at $t = 0^-$, soaking both ends at $t = 2$ s): collapse problem

secondary effects of unsaturated soils based on curve-fitting techniques similar to those employed in saturated soil. The variation of air and water permeability (mainly with degree of saturation) plays a paramount role in controlling deformation rate for unsaturated soil. Since this variation can be of several orders of magnitude over common (far from extreme) saturation ranges it cannot be disregarded in the analysis of deformation of unsaturated soils. The apparent secondary effects are a direct consequence of permeability effects. The saturation history of the soil can be traced along similar patterns (Fig. 23), an example being the slow, long term secondary-like increase of S_r towards full saturation.

During dry loading (Fig. 18 for $t < 2$ s) the dissipation of the air and water pressure increments induced by the suddenly applied external load leads also to an S-shaped curve of settlements. However, in this case, air pressures dissipate faster than water pressures and the long term settlement development (for $t > 1$ s) is due to the gradual dissipation of suction (see Fig. 22 for $t = 2$ s) which in this case is entirely attached to excess pore water pressure.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

General equations expressing air and water continuity in an unsaturated soil form the basis for a comprehensive model of volume change behaviour of unsaturated soil which takes into account recent experimental results, in particular the existence of state surfaces for volume change as a mean to accommodate, within the same framework, swelling and collapse behaviour.

A finite element method coupled with an implicit finite difference scheme has been used for solution. The method can handle extreme nonlinearities in material properties, varying initial conditions, soil heterogeneity, and arbitrary histories of boundary and external loading conditions. A limited number of solved cases have been presented to show the capabilities of the method and to point out several interesting features of the consolidation behaviour of unsaturated soil. The nature of the governing constitutive equations precludes a parametric analysis.

A general method has also been developed to compute initial air and water pressures as a result of undrained loading. Within the limits of the properties of the materials adopted, it is shown that both pressures reach very similar values initially. Consolidation of unsaturated soil upon the application of an external load uses the developed procedure as a starting point.

The very large variations with saturation (and deformation) that water and air permeabilities have in the time development of volume change under a variety of conditions is of fundamental importance. In particular secondary-like behaviour is shown to develop and therefore conventional interpretation of consolidation tests of unsaturated soils should be avoided.

ACKNOWLEDGEMENTS

The Authors wish to express their appreciation to J. S. Casanovas for his valuable suggestions throughout some parts of the work. Thanks are also extended to the Computer Centre of the Polytechnical University of Barcelona (UPB) where the computational work was performed.

APPENDIX A. DERIVATION OF AIR AND WATER CONTINUITY EQUATION (28)

The first term of equation (26) which expresses air continuity becomes, by recalling equations (16), (17), (18) and (19),

$$-\int_V (\rho_a \bar{u}_a + \rho_a^* H \bar{u}_w) (\text{grad } N_i) dV$$

$$\begin{aligned}
 &= \int_z \rho_a \left[K_a \left(1 + \frac{1}{\gamma_a} \frac{\partial p_a}{\partial z} \right) + HK_w \left(1 + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial p_w}{\partial z} \right) \right] \frac{\partial N_i}{\partial z} dz \\
 &= \int_z \left[\beta \left(\sum_j p_{aj} N_j \right) (K_a + HK_w) + \frac{K_a}{g} \left(\sum_j p_{aj} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right) + \frac{\rho_a HK_w}{\gamma_w} \left(\sum_j p_{wj} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right) \right] \frac{\partial N_i}{\partial z} dz \\
 &= \sum_j p_{aj} \int_z \left[\beta N_j (K_a + HK_w) \frac{\partial N_i}{\partial z} + \frac{K_a}{g} \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right] dz + \sum_j p_{wj} \int_z \left[\frac{\rho_a HK_w}{\gamma_w} \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right] dz \tag{A1}
 \end{aligned}$$

where β is the compressibility of air (approximately $0.5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$). Analogously the second term in (26) becomes

$$\begin{aligned}
 &\int_V \frac{\partial}{\partial t} \{ \rho_a [(1 - S_r)n + \rho_a^* HnS_r] \} N_i dV \\
 &= \int_z \frac{\partial}{\partial t} \{ n \rho_a [1 + S_r(H - 1)] \} N_i dz \\
 &= \int_z \left\{ \rho_a [1 + S_r(H - 1)] \left[\frac{\partial n}{\partial(p_a - p_w)} \left(\frac{\partial p_a}{\partial t} - \frac{\partial p_w}{\partial t} \right) + \frac{\partial n}{\partial(\sigma - p_a)} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial p_a}{\partial t} \right) \right] \right. \\
 &\quad + n \rho_a (H - 1) \left[\frac{\partial S_r}{\partial(p_a - p_w)} \left(\frac{\partial p_a}{\partial t} - \frac{\partial p_w}{\partial t} \right) \right. \\
 &\quad \left. \left. + \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - p_a)} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial p_a}{\partial t} \right) \right] + \beta n [1 + S_r(H - 1)] \frac{\partial p_a}{\partial t} \right\} N_i dz \\
 &= \sum_j \frac{\partial p_{aj}}{\partial t} \int_z \left\{ \beta [1 + S_r(H - 1)] \left[p_a \left(\frac{\partial n}{\partial(p_a - p_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma - p_a)} \right) + n \right] \right. \\
 &\quad \left. + \rho_a n (H - 1) \left(\frac{\partial S_r}{\partial(p_a - p_w)} - \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - p_a)} \right) \right\} N_i N_j dz \\
 &\quad + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} \int_z \left\{ \rho_a [1 + S_r(H - 1)] \left[-\frac{\partial n}{\partial(p_a - p_w)} \right] - n \rho_a (H - 1) \frac{\partial S_r}{\partial(p_a - p_w)} \right\} N_i N_j dz \\
 &\quad + \sum_j p_{aj} \int_z \left\{ \beta [1 + S_r(H - 1)] \frac{\partial n}{\partial(\sigma - p_a)} \frac{\partial \sigma}{\partial t} + n \beta (H - 1) \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - p_a)} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \right\} N_i N_j dz \tag{A2}
 \end{aligned}$$

where use has been made of the functional relationships (10) and (11). Finally, the third term in (26) becomes

$$\int_{S_2'} \phi N_i dS = (\phi N_i)_{z=zf} - (\phi N_i)_{z=zi} \tag{A3}$$

where zf and zi are the final and initial points of integration, associated with the extremes of the element considered.

In the same way, the terms of the equation (27) (continuity of water) become

$$- \int_V v_w \text{grad } N_i dV = - \int_z v_w \frac{\partial N_i}{\partial z} dz = \int_z K_w \frac{\partial N_i}{\partial z} dz + \sum_j p_{wj} \int_z \frac{K_w}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} dz \tag{A4}$$

$$\begin{aligned}
 \int_V \frac{\partial}{\partial t} (S_r n) N_i dV &= \sum_j \frac{\partial p_{aj}}{\partial t} \int_z N_i N_j \left\{ S_r \left[\frac{\partial n}{\partial(p_a - p_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma - p_a)} \right] \right\} dz + n \left[\frac{\partial S_r}{\partial(p_a - p_w)} - \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - p_a)} \right] dz \\
 &\quad + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} \int_z N_i N_j \left[-S_r \frac{\partial n}{\partial(p_a - p_w)} - n \frac{\partial S_r}{\partial(p_a - p_w)} \right] dz \\
 &+ \int_z \left[S_r \frac{\partial n}{\partial(\sigma - p_a)} \frac{\partial \sigma}{\partial t} + n \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma - p_a)} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \right] N_i dz \tag{A5}
 \end{aligned}$$

$$\int_{S_2} \lambda N_i dS = (\lambda N_i)_{z=zf} - (\lambda N_i)_{z=zi} \tag{A6}$$

Collecting terms, the expression for air continuity becomes

$$\begin{aligned} \sum_j p_{wj} \int_z \left\{ \beta \frac{\partial \sigma}{\partial t} \left(\frac{\partial n}{\partial(\sigma-p_a)} [1 + S_r(H-1)] + n(H-1) \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-p_a)} \right) N_i N_j \right. \\ \left. + \beta(K_a + HK_w) N_j \frac{\partial N_i}{\partial z} + \frac{K_w}{g} \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right\} dz \\ + \sum_j p_{wj} \int_z \beta p_a HK_w / \gamma_w \frac{\partial N_j}{\partial z} \frac{\partial N_i}{\partial z} dz \\ + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} \int_z \beta \left\{ [1 + S_r(H-1)] \left(p_a \left[\frac{\partial n}{\partial(p_a-p_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma-p_a)} \right] + n \right) \right. \\ \left. + p_a n(H-1) \left[\frac{\partial S_r}{\partial(p_a-p_w)} - \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-p_a)} \right] \right\} N_i N_j dz + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} \int_z \beta p_a \\ \times \left\{ [1 + S_r(H-1)] \left[-\frac{\partial n}{\partial(p_a-p_w)} \right] - n(H-1) \frac{\partial S_r}{\partial(p_a-p_w)} \right\} N_i N_j dz + \int_{S_z'} \phi N_i dS_z' = 0 \end{aligned} \quad (A7)$$

and for water continuity

$$\begin{aligned} \sum_j p_{wj} \int_z \frac{K_w}{\gamma_w} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} dz + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} \int_z N_i N_j \left(S_r \left[\frac{\partial n}{\partial(p_a-p_w)} - \frac{\partial n}{\partial(\sigma-p_a)} \right] \right. \\ \left. + n \left[\frac{\partial S_r}{\partial(p_a-p_w)} - \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-p_a)} \right] \right) dz + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} \int_z N_i N_j \left[-S_r \frac{\partial n}{\partial(p_a-p_w)} - n \frac{\partial S_r}{\partial(p_a-p_w)} \right] dz \\ + \int_z \left(\left[S_r \frac{\partial n}{\partial(\sigma-p_a)} + n \frac{\partial S_r}{\partial(\sigma-p_a)} \right] \frac{\partial \sigma}{\partial t} N_i + K_w \frac{\partial N_i}{\partial z} \right) dz + \int_{S_z} \lambda N_i dz = 0 \end{aligned} \quad (A8)$$

and, in shorter version

$$\sum_j p_{wj} K_{ij}{}^{w1} + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} T_{ij}{}^{a1} + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} T_{ij}{}^{w1} + A_i{}^1 = 0 \quad (A9)$$

$$\sum_j p_{wj} K_{ij}{}^{a2} + \sum_j p_{wj} K_{ij}{}^{w2} + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} T_{ij}{}^{a2} + \sum_j \frac{\partial p_{wj}}{\partial t} T_{ij}{}^{w2} + A_i{}^2 = 0 \quad (A10)$$

where the coefficients K_{ij} , T_{ij} and A_i can be properly identified in equations (A7) and (A8).

REFERENCES

- Aitchison, G. D. (1960). 'Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils' in *Conference on pore pressure and suction in soils*, 47-52. London: Butterworths.
- Aitchison, G. D. (1965). Discussion in *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.* 3, 318-321.
- Aitchison, G. D. & Bishop, A. W. (1960). Discussion in *Pore pressure and suction in soils*, 150. London: Butterworths.
- Aitchison, G. D. & Woodburn, J. A. (1969). Soil suction in foundation design. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech., Mexico* 2, 1-8.
- Barden, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. *Géotechnique* 15, No. 3, 267-286.
- Barden, L., Mador, A. O., & Sides, G. R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clay. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, 95, No. SM1, 33-51.
- Bear, J. (1972). *Dynamics of fluid flow in porous media*. Amsterdam: Elsevier.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad* 39, 859-863.
- Bishop, A. W. & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. *Géotechnique* 13, No. 3, 177-197.
- Bishop, A. W. & Donald, I. B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris* 1, 13-21.
- Brackley, I. J. A. (1971). Partial collapse in unsaturated expansive clay. *Proc. 5th Reg. Conf. Soil Mech., South Africa*, 23-30.
- Burland, J. B. (1965). 'Some aspects of the mechanical behavior of partly saturated soils', in *Moisture equilibrium and moisture changes in soils beneath covered areas*, 270-278. Sydney: Butterworths.

- Coleman, J. D. (1962). Stress strain relations for partly saturated soil. Correspondence, *Géotechnique* 12, No. 4, 348-350.
- Croney, D. & Coleman, J. D. (1960). 'Pore pressure and suction in soil', in *Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, 31-37. London: Butterworths.
- Desai, C. S. (1971). Nonlinear analyses using spline functions. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 97, No. SM10, 1461-1480.
- Fredlund, D. G. & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 103, No. GT 5, 447-466.
- Gardner, W. R. (1960). 'Soil suction and water movement', in *Pore-pressure and suction in soils*, 137-140. London: Butterworths.
- Irons, B. M. (1970). A frontal solution program. *Int. J. Num. Meth. Engng* 2, 4-32.
- Jennings, J. E. B. & Burland, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, No. 2, 125-144.
- Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*. New York: J. Wiley.
- Lewis, R. W., Roberts, G. K. & Zienkiewicz, O. C. (1976). A nonlinear flow and deformations analysis of consolidated problems. *2nd Int. Conf. Num. Meth. Geomech.* 2, 1106-1118. Am. Soc. Civ. Engrs.
- Lloret, A., Fenollosa, J., Casanovas, J. & Alonso, E. (1979). *Estudio experimental del fenómeno del colapso e hinchamiento en terrenos no saturados y cementados del Pla del Vendrell*. ETS Ing. Caminos Barcelona. Publications No. GT 08.
- Matyas, E. L. & Radhakrishna, H. S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique* 18, No. 4, 432-448.
- Yoshimi, Y. & Osterberg, J. O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 89, No. SM4, 1-24.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE BARCELONA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
BARCELONA

ANEXO 3

LISTADOS DE LOS PROGRAMAS UTILIZADOS PARA RESOLVER
LOS CASOS DE CONSTRUCCION CAPA A CAPA Y SATURACION
CON DEFORMACION CONTROLADA.

LISTADO DEL PROGRAMA EMPLEADO PARA RESOLVER EL CASO
DE CONSTRUCCION DE UN TERRAPLEN CAPA A CAPA .




```

500 WRITE(6,708) IPOIN,COORD(IPOIN)
706 FORMAT(15,F10.5)
707 FORMAT(10(/),50X,'COORDENADAS',//,20X,'PUNTO',10X,' X (EN METROS
1///)
708 FORMAT(20X,14,10X,F10.5)

```

C
C
C

VALOR DEL TIEMPO, ELEMENTOS Y CARGA INSTANTANEA PARA CADA ESCALON

```

WRITE(6,709)
DO 500 ITIEM=1,NTIEM
READ(5,710) TIEMP(ITIEM),NELET(ITIEM),SCARG(ITIEM)
TIEMP(ITIEM)=86400.*TIEMP(ITIEM)
600 WRITE(6,711) ITIEM,TIEMP(ITIEM),NELET(ITIEM),SCARG(ITIEM)
709 FORMAT(10(/),50X,'ESCALONES DE TIEMPO',//,20X,'INSTANTE',15,9X,
1LOR DEL TIEMPO (EN SEG.)',5X,'NUMERO DE ELEMENTOS',5X,'CARGA INS
2NTANEA (N/M**2)',//)
710 FORMAT(F15.5,15,E12.4)
711 FORMAT(20X,15,15X,F15.5, 6X,16,5X,E12.4)

```

C
C
C

VALOR DE LA APROXIMACION EN LAS ITERACIONES Y NUMERO MAXIMO I
ITERACIONES EN CADA ESCALON, INTERVALOS DE TIEMPO ENTRE ESCRIT
A DE RESULTADOS Y PARAMETRO PARA ESCRITURA DE PASOS INTERMED

```

READ(5,712) APRXA,APRXW,MAXIT,NINTT,IESCR
WRITE(6,713) APRXA,APRXW,MAXIT,NINTT,IESCR
712 FORMAT(2F10.5,3I5)
713 FORMAT(10(/),30X,'VALOR DE LAS APROXIMACIONES EN LAS ITERACIONE
1,/,10X,'APROXIMACION PARA "PA"=',F10.5,'N/M**2',10X,'APROXIMAC
2 PARA "PW" =',F10.5,'N/M**2',/,/,30X,'NUMERO MAXIMO DE ITERACION
3 POR ESCALON =',15,/,30X,'INTERVALOS DE TIEMPO ENTRE ESCRITURA
4 RESULTADOS=',15,/,30X,'PARAMETRO DE ESCRITURA DE PASOS INTER
5IOS=',15,////)

```

C
C
C

LECTURA DE LAS CONSTANTES FISICAS DE PROBLEMA

```

READ(5,714) G,HENRY,BETA,PESPW,VISA,CW,PESPP
WRITE(6,715) G,HENRY,BETA,PESPW,VISA,CW,PESPP
714 FORMAT(F5.2,2E11.5,F7.2,3E12.5)
715 FORMAT(1H1,10(/),30X,'CONSTANTES FISICAS DEL PROBLEMA',//,10X,
1CELERACION DE LA GRAVEDAD=',F10.5,' M/SEG**2',/,/,10X,'CONSTANTE
2E HENRY=',E14.8,/,/,10X,'COMPRESIBILIDAD DEL AIRE=',E14.8,'SEG**
3**2',/,/,10X,'PESO ESPECIFICO DEL AGUA=',F10.2,'N/M**3',/,/,10X,'
4COSIDAD DEL AIRE=',E14.8,'N*SEG/M**2',/,/,10X,'COMPRESIBILIDAD DE
5 AGUA =',E14.7,'M**2/N',/,/,10X,'PESO ESPECIFICO DE LAS PARTICULA
6=',E14.7,'N/M**3')

```

C
C
C

PARAMETROS PARA CALCULAR LAS PERMEABILIDADES DEL AIRE (AA, BA)
Y DEL AGUA (AW, BW)

```

READ(5,813) AA,BA,AW,BW
WRITE(6,814) AA,BA,AW,BW
813 FORMAT(4E14.8)
814 FORMAT(10(/),10X,'PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA PERMEABILIDA
1DEL AIRE Y DEL AGUA',/,/,10X,'AA=',E14.8,5X,'BA=',E14.8,5X,'AW=',E
2.8,5X,'BW=',E14.8,/,/,10X,'WK=WK(S)*BW*(AW**E)',20X,'AK=G*BETA*F
3(E*(1-S))**AA*BA/VICOSIDAD')

```

C
C

```

731 WRITE(6,716)
DO 700 JPOIN=1,MPOIN
READ(5,717) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
700 WRITE(6,718) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
716 FORMAT(1H1,10(/),50X,'CONDICIONES INICIALES',//,20X,'PUNTO',10X,
1RESION DEL AIRE (N/M**2)',10X,'PRESION DEL AGUA (N/M**2)',//)
717 FORMAT(15,2F20.6)
718 FORMAT(20X,15,10X,F12.4,22X,F12.4)

```

C
C
C

LECTURA DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO
PUNTOS CON PRESIONES FIJADAS

```

IF(NVFIX.EQ.0) GO TO 1040
1020 READ(5,7720) ITIE1,ITIE2
DO 1030 IVFIX=1,NVFIX
READ(5,720) NOFIF,(IFPRF(IGRDL),IGRDL=1,2),(PRESF(IGRDL),IGRDL=
1)
DO 1030 ITIEM=ITIE1,ITIE2
NOFIX(ITIEM,IVFIX)=NOFIF
DO 1030 IGRDL=1,2
IFPRE(ITIEM,IVFIX,IGRDL)=IFPRF(IGRDL)
1030 PRESF(ITIEM,IVFIX,IGRDL)=PRESF(IGRDL)
IF(ITIE2.LT.NTIEM) GO TO 1020

```

```

IF(NCONT.EQ.0) GO TO 999
1040 READ(5,7720) ITIE1,ITIE2
DO 1050 ICONT=1,NCONT
READ(5,720)NOFIF,(IFPRF(IGRDL),IGRDL=1,2),(PRESF(IGRDL),IGRDL=1,2)
DO 1050 ITIEM=ITIE1,ITIE2
NOFLU(ITIEM,ICONT)=NOFIF
DO 1050 IGRDL=1,2
IFFLU(ITIEM,ICONT,IGRDL)=IFPRF(IGRDL)
1050 FLUJO(ITIEM,ICONT,IGRDL)=PRESF(IGRDL)
IF(ITIE2.LT.NTIEM) GO TO 1040
720 FORMAT(15,211,2E10.4)
7720 FORMAT(215)
DO 528 IPOIN=1,MPOIN
528 IEVOL(IPOIN)=0
DO 529 ITIEM=1,NTIEM
529 IPERF(ITIEM)=0
531 READ(5,532) IPOIN
IEVOL(IPOIN)=1
532 FORMAT(15)
IF(IPOIN.LT.MPOIN) GO TO 531
533 READ(5,532) ITIEM
IPERF(ITIEM)=1
IF(ITIEM.LT.NTIEM) GO TO 533
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 237
999 WRITE(6,1100)
1100 FORMAT(1H1,10(/),10X,'EVOLUCION DEL CASO',/)
WRITE(6,1101) TIEMP(1),NELET(1)
1101 FORMAT(10X,'TIEMPO INICIAL=',F10.3,'SEG',10X,'NUMERO DE ELEMENTOS
1 INICIALES=',15)
IF(NELET(1).LT.1) GO TO 1103
NELEM=NELET(1)
NPOIN=NELEM*2+1
WRITE(6,1104)
1104 FORMAT(30X,'CONDICIONES INICIALES',/,10X,'PUNTO',12X,'PAI',18X,
1I',/)
DO 1105 IPOIN=1,NPOIN
1105 WRITE(6,1106) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
1106 FORMAT(10X,15,5X,F10.2,3X,F10.2)
1103 NTIEM1=NTIEM-1
DO 1107 ITIEM=1,NTIEM1
ITIE2=ITIEM+1
WRITE(6,1110) ITIEM,ITIE2,NELET(ITIE2)
1110 FORMAT(20X,'ESCALON ENTRE TIEMPOS',15,'Y',15,5X,'ELEMENTOS=',
IF(NELET(ITIE2).EQ.NELET(ITIEM)) GO TO 1108
WRITE(6,1109)
1109 FORMAT(10X,'PUNTOS NUEVOS',5X,'PAI',18X,'PWI')
NPOIN=NELET(ITIE2)*2+1
NPOI1=NELET(ITIEM)*2+2
DO 1111 IPOIN=NPOI1,NPOIN
1111 WRITE(6,1112) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
1112 FORMAT(10X,15,5X,2E10.4)
1108 IF(SCARG(ITIEM).LT.10.) GO TO 1113
WRITE(6,1114) SCARG(ITIEM)
1114 FORMAT(10X,'SOBRECARGA INSTANTANEA =',F15.3)
1113 IF(NVFIX.EQ.0) GO TO 1117
WRITE(6,1120) ITIE2
1120 FORMAT(10X,'PRESIONES FIJADAS EN EL INSTANTE',15,/,10X,'P
10',10X,'CODIGO',10X,'PRESION DEL AIRE',10X,'PRESION DEL AGUA',/
1127 FORMAT(10X,15,12X,211,12X,F10.0,10X,F10.0)
DO 1116 IVFIX=1,NVFIX
1116 WRITE(6,1127) NOFIX(ITIE2,IVFIX),(IFPRE(ITIE2,IVFIX,IGRDL),IGRD
1,2),(PRESC(ITIE2,IVFIX,IGRDL),IGRDL=1,2)
GO TO 1118
1117 WRITE(6,1119)
1119 FORMAT(10X,'NO SE FIJAN PRESIONES')
1118 IF(NCONT.EQ.0) GO TO 1107
WRITE(6,1122) ITIEM,ITIE2
1122 FORMAT(10X,'FLUJOS FIJADOS ENTRE EL INSTANTE',15,'Y',15,/,10X,
1 NTO',10X,'CODIGO',10X,'FLUJO DE AIRE',10X,'FLUJO DE AGUA',/)
1124 FORMAT(10X,15,12X,211,10X,E12.4,10X,E12.4)
DO 1123 ICONT=1,NCONT
1123 WRITE(6,1124) NOFLU(ITIE2,ICONT),(IFFLU(ITIE2,ICONT,IGRDL),IGRD
1,2),(FLUJO(ITIE2,ICONT,IGRDL),IGRDL=1,2)
1107 CONTINUE
237 CALL GAUSS
RETURN
END
SUBROUTINE NODEX

```

```

COMMON/ELE/NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON/ORD/ LNODS(15,3)
DO 30 IELEM=1, MELEM
  NCENT=LNODS(IELEM, 2)
  NPANT=LNODS(IELEM, 1)
  NPOST=LNODS(IELEM, 3)
30  COORD(NCENT)=(COORD(NPANT)+COORD(NPOST))/2.
  RETURN
  END
SUBROUTINE GAUSS
COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)

```

```

*****
* SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE LAS RAICES Y LOS PESOS PARA *
* LA INTEGRACION NUMERICA POR GAUSS                          *
*****

```

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

```

*****
POSQP(NGAUS)= VAOR DE LAS RAICES
WEIGP(NGAUS)= VALOR DE LOS PESOS

```

```

IF (NGAUS.GT.2) GO TO 10

```

```

  INTAGRACION CON DOS PUNTOS
  *****

```

```

  POSQP(1)=-0.577350269189626
  WEIGP(1)=1.
  GO TO 20

```

```

  INTEGRACION CON TRES PUNTOS
  *****

```

```

10  POSQP(1)=-0.774596669241483
    POSQP(2)=0.
    WEIGP(1)=0.5555555555555556
    WEIGP(2)=0.888888888888889

```

```

  CALCULO DE LAS RAICES SIMETRICAS
  *****

```

```

20  KGAUS=NGAUS/2
    DO 30 IGASH=1, KGAUS
      JGASH=NGAUS+1-IGASH
      POSQP(JGASH)=-POSQP(IGASH)
      WEIGP(JGASH)=WEIGP(IGASH)
30  IF(IESCR.EQ.0) GO TO 60
    WRITE (6,991) NGAUS
    DO 39 I=1, NGAUS

```

```

39  WRITE (6,992) POSQP(I), WEIGP(I)
991  FORMAT (5(/), 31X, 'RAICES Y PESOS PARA LA INTEGRACION DE ORDEN =
14,7/, 31X, 'RAICES', 10X, 'PESOS', 7/)
992  FORMAT (26X, F10.6, 6X, F10.6)
60  RETURN
  END

```

```

SUBROUTINE SPLIN2(ITIPO, IDIRE, ZPBAS, DDBAS)
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3,2), PCOOR(3,10,2), H(3,10,2), A(3,10,2), P
110,2), Q(3,10,2), ZXYBA(3,10,5), DDMOB(3,10,5)
DIMENSION ZPBAS(10), D(10), U(10), DDBAS(10)

```

```

SUBROUTINA QUE DADO EL VALOR DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN LO:
PUNTOS BASE CALCULA LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA PARA HALLAR
LOS MOMENTOS Y CON LOS YA CALCULADOS EN SPLIN1 CALCULA DICHO:
MOMENTOS RESOLVIENDO EL SISTEMA

```

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

ZPBAS(ISITU)=VALORES DE LA FUNCION ITIPO EN LOS PUNTOS
 BASE SEGUN LA DIRECCION IDIRE.
 DDBAS(ISITU)=VALOR DE LOS MOMENTOS EN DICHS PUNTOS
 D, U= CONSTANTES INTERMEDIAS QUE DEPENDEN DE LOS VALORES
 DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN LOS PUNTOS BASE

CALCULO DE LAS VARIABLES INTERMEDIAS

```

NMAX=N(ITIPO, IDIRE)-1
DO 1 ISITU=2, NMAX
DD=((ZPBAS(ISITU+1)-ZPBAS(ISITU))/H(ITIPO, ISITU, IDIRE))-((ZPBAS(
1 ITU)-ZPBAS(ISITU-1))/H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))
1 D(ISITU)=DD*6. / (H(ITIPO, ISITU, IDIRE)+H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))
UU=0.
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
D(1)=0.
D(NMAX)=0.

```

CALCULO DE LOS MOMENTOS

```

DO 2 ISITU=1, NMAX
IF (ISITU.EQ.1) UU=U(ISITU-1)
2 U(ISITU)=(D(ISITU)-A(ITIPO, ISITU, IDIRE)*UU)/P(ITIPO, ISITU, IDIRE)
DDBAS(NMAX)=U(NMAX)
DO 3 ISITU=2, NMAX
KSITU=NMAX-ISITU+1
3 DDBAS(KSITU)=Q(ITIPO, KSITU, IDIRE)*DDBAS(KSITU+1)+U(KSITU)
RETURN
END
SUBROUTINE SPDAT
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P
1 10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
READ (5, 900) NTIPO
900 FORMAT (I5)

```

LECTURA DE LAS COORDENADAS DE LOS PUNTOS BASE Y DEL VALOR
DE LAS FUNCIONES EN DICHS PUNTOS

```

901 READ (5, 901) ((N(ITIPO, IDIRE), IDIRE=1, 2), ITIPO=1, NTIPO)
901 FORMAT (8I5)
DO 1 ITIPO=1, NTIPO
DO 2 IDIRE=1, 2
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
IF (NMAX.EQ.1) GO TO 3
DO 2 ISITU=1, NMAX
2 READ(5, 902) PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)
3 NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
DO 4 ISITU=1, NX
DO 4 JSITU=1, NY
4 READ (5, 902) ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)
1 CONTINUE
902 FORMAT (F11.4)
IF (IESCR.EQ.0) RETURN

```

ESCRITURA DE LOS DATOS

```

903 WRITE (6, 903)
903 FORMAT (1H1, 10(/), 10X, 'PUNTOS BASE PARA LA INTERPOLACION')
DO 5 ITIPO=1, NTIPO
IF (ITIPO.EQ.1) WRITE(6, 801)
IF (ITIPO.EQ.2) WRITE(6, 802)
IF (ITIPO.EQ.3) WRITE(6, 803)
801 FORMAT(10(/), 10X, 'GRADO DE SATURACION EN FUNCION DE SIGMA-PA (=
1 Y DE PA-PW (=Y)', /)
802 FORMAT (10(/), 10X, 'POROSIDAD EN FUNCION DE SIGMA-PA (=X) Y DE'
1 PA-PW (=Y)', /)
903 FORMAT (10(/), 10X, 'PERMEABILIDAD RELATIVA DEL AGUA EN FUNCION D

```

```
1GRADO DE SATURACION', /)
```

```
NX=N(ITIPO, 1)
```

```
NY=N(ITIPO, 2)
```

```
IF (N(ITIPO,2).EQ.1) GO TO 6
```

```
DOS DIRECCIONES
```

```
905 WRITE (6,905) (PCOOR(ITIPO, ISITU, 1), ISITU=1, NX)
```

```
FORMAT (5(/), 10X, 'X', 10X, 7F11.4)
```

```
WRITE (6,909)
```

```
909 FORMAT (//, 9X, 'Y', 10X, '*', /, 20X, '*', /)
```

```
DO 7 ISITU=1, NY
```

```
7 WRITE (6,906) PCOOR (ITIPO, ISITU, 2), (ZXYBA(ITIPO, KSITU, ISITU), KSITU=1, NX)
```

```
906 FORMAT (9X, F11.4, '*', 7F11.4, /, 20X, '*')
```

```
GO TO 5
```

```
UNA DIRECCION
```

```
6 WRITE (6,907)
```

```
907 FORMAT(5(/), 30X, 'S', 5X, '*', 5X, 'E(S)', /, 36X, '*')
```

```
DO 52 ISITU=1, NX
```

```
52 WRITE (6,908) PCOOR (ITIPO, ISITU, 1), ZXYBA(ITIPO, ISITU, 1)
```

```
908 FORMAT (22X, F10.5, 4X, '*', F10.5, /, 36X, '*')
```

```
5 CONTINUE
```

```
RETURN
```

```
END
```

```
SUBROUTINE SPLINI
```

```
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P
```

```
I(10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
```

```
DIMENSION C(3, 10, 2)
```

```
SUBROUTINA QUE CALCULA LAS VARIABLES INTERMEDIAS NECESARIAS  
PARA EL CALCULO DE LOS MOMENTOS EN CADA PUNTO BASE Y QUE  
NO DEPENDEN DEL VALOR DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN ESE  
PUNTO BASE.
```

```
SIRVEN PARA TODAS LAS FUNCIONES QUE RESULTAN AL SECCIONAR  
UNA FUNCION DE DOS VARIABLES POR PLANOS PARALELOS CON IGUAL  
DISTRIBUCION DE SUS PUNTOS BASE
```

```
LAS VARIABLES INTERMEDIAS SON H, C, A, P, Q
```

```
DO 1 ITIPO=1, NTIPO
```

```
DO 1 IDIRE=1, 2
```

```
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)-1
```

```
IF (NMAX.EQ.0) GO TO 1
```

```
DO 2 ISITU=1, NMAX
```

```
2 H(ITIPO, ISITU, IDIRE)=PCOOR(ITIPO, ISITU+1, IDIRE)-PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)
```

```
DO 3 ISITU =2, NMAX
```

```
C(ITIPO, ISITU, IDIRE)=H(ITIPO, ISITU, IDIRE)/(H(ITIPO, ISITU, IDIRE)-H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))
```

```
3 A(ITIPO, ISITU, IDIRE)=1.-C(ITIPO, ISITU, IDIRE)
```

```
C(ITIPO, 1, IDIRE)=-1.
```

```
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
```

```
A(ITIPO, NMAX, IDIRE)=-1.
```

```
QQ=0.
```

```
DO 4 ISITU=1, NMAX
```

```
IF (ISITU.NE.1) QQ=Q(ITIPO, ISITU-1, IDIRE)
```

```
P(ITIPO, ISITU, IDIRE)=A(ITIPO, ISITU, IDIRE)*QQ+2.
```

```
4 Q(ITIPO, ISITU, IDIRE)=-C(ITIPO, ISITU, IDIRE)/P(ITIPO, ISITU, IDIRE)
```

```
1 CONTINUE
```

```
RETURN
```

```
END
```

```
SUBROUTINE SPLINO
```

```
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P
```

```
I(10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
```

```
DIMENSION ZPBAS(10), DDBAS(10)
```

```
SUBROUTINA QUE CALCULA LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'Y'  
EN CADA PUNTO BASE DE LAS FUNCIONES DE DOS VARIABLES PARA  
ALMACENARLOS Y UTILIZARLOS PARA INTERPOLAR.  
EN LAS FUNCIONES DE UNA VARIABLE HALLA LOS MOMENTOS SEGUN  
LA DIRECCION 'X'.
```

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

NTIPO= NUMERO DE FUNCIONES DISTINTAS A INTERPOLAR
 N(ITIPO, IDIRE)= NUMERO DE PUNTOS BASE SEGUN LA DIRECCION
 'IDIRE' DE LA FUNCION 'ITIPO'
 PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)=COORDENADAS DEL PUNTO BASE ISIT
 SEGUN LA DIRECCION IDIRE DE LA FUNCION ITIPO
 ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)= VALOR DE LA FUNCION ITIPO EN
 EL PUNTO (ISITU, JSITU).
 DDMOB(ITIPO, ISITU, JSITU)= VALOR DEL MOMENTO SEGUN LA DI-
 RECCION 'Y' EN EL PUNTO BASE (ISITU, JSITU). EN LAS
 FUNCIONES DE UNA VARIABLE JSITU=1

```

DO 8 ITIPO=1, NTIPO
NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
IF (NY.EQ. 1) GO TO 9
  
```

CALCULO DE LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'Y' PARA
FUNCIONES DE DOS VARIABLES

```

DO 10 ISITU=1, NX
DO 11 JSITU=1, NY
11 ZPBAS (JSITU)=ZXYBA (ITIPO, ISITU, JSITU)
CALL SPLIN2 (ITIPO, 2, ZPBAS, DDBAS)
DO 12 JSITU=1, NY
12 DDMOB(ITIPO, ISITU, JSITU)=DDBAS(JSITU)
10 CONTINUE
GO TO 8
  
```

CALCULO DE LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'X' PARA
FUNCIONES DE UNA VARIABLE

```

9 DO 13 ISITU=1, NX
13 ZPBAS(ISITU)=ZXYBA(ITIPO, ISITU, 1)
CALL SPLIN2 (ITIPO, 1, ZPBAS, DDBAS)
DO 14 ISITU=1, NX
14 DDMOB(ITIPO, ISITU, 1)=DDBAS(ISITU)
8 CONTINUE
  
```

RETURN
END

SUBROUTINE CLAVE

```

COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P
1 10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
COMMON /AKAW/ AA, BA, AW, BW
COMMON /ELE/ NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON /ORD/ LNODS(15, 3)
COMMON /COORD/ COORD(31)
COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)
COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, VISA, CW, PESPP
COMMON /TIEM/ TIEMP(80), NTIEM, NELET(80), SCARG(80)
COMMON /INCR/ TINC1, TINC2, TILOG, ITIEM, INOVT
COMMON /UTA/ UTA1(62), UTA2(62), SIGA1(31), SIGA2(31)
COMMON /UT/ UT(62), UT1(62), UT2(62), SIGMA(31), SIGMA1(31), SIGMA2(
COMMON /INIC/ PAI(31), PWI(31), SIGMAI(31)
COMMON /APRO/ MAXIT, APRXA, APRXW, NINTT, TESCR
COMMON /FIX/ NVFIX, NOFIX(80, 2), IFPRE(80, 2, 2), PRESC(80, 2, 2)
COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(80, 2), IFFLU(80, 2, 2), FLUJD(80, 2, 2)
COMMON /PES/ GAMMA(31), PESIN(31)
COMMON /DEFO/ ASIEV(31), PORV(31)
COMMON /CINIC/ AC, BC, CC, POROI, SATUI, INICI
COMMON /PRO/ PORO(31), DPPOR(31), DSPOR(31), SATU(31), DPSAT(31), DS
1 1(31), AKA(31), AKW(31), DTSIG(31)
COMMON /EVOL/ IEVOL(27), IPERF(80)
COMMON /ASIEI/ PORIJ(31, 9)
DIMENSION UTV(62), DEFOR(31), SIGMAV(31)
ITIEM=1
INOVT=1
DO 547 IPOIN=1, MPOIN
547 ASIEV(IPOIN)=0.
  
```

P A R A C A D A T I E M P O

```

1 ITIEM=ITIEM+1
  ITERA=0
C
C      COMPUTO DEL NUMERO DE PUNTOS Y ELEMENTOS
NELEM=NELET(ITIEM)
NPOIN=2*NELEM+1
NPOI1=2*NELET(ITIEM-1)+1
IF((SCARG(ITIEM-1).LT.10.).AND.(NPOIN.EQ.NPOI1)) GO TO 2
C
C      SI HAY CARGA INSTANTANEA O CAPA NUEVA SE ALMACENAN LOS RESULT
C      OS ANTERIORES COMO CONDICIONES INICIALES
C
INICI=1
IF(ITIEM.EQ.2) GO TO 3
DO 4 IPOIN=1,NPOI1
SIGMAI(IPOIN)=SIGMA1(IPOIN)
DO 4 IGRDL=1,2
IEVAB=2*(IPOIN-1)+IGRDL
IF(IGRDL.EQ.1) PAI(IPOIN)=UT1(IEVAB)
4 IF(IGRDL.EQ.2) PWI(IPOIN)=UT1(IEVAB)
3 IF(PESPP.LT.0.01) GO TO 5
IF(NPOIN.EQ.NPOI1) GO TO 6
C
C      SI HAY CAPA NUEVA SE CALCULAN LAS CARGAS INDUCIDAS
C
CALL PENOCA
GO TO 6
5 IF (SCARG(ITIEM-1).LT.10.) GO TO 2
C
C      >1 EXISTE CARGA NO DRENADA SE CALCULAN LOS AUMENTOS DE PRESI
C
6 CALL CONDI
C
C      CALCULO DEL ASIEN TO INSTANTANEO POR CARGA NO DRENADA
CALL ASINS
C
C      LAS CONDICIONES INICIALES PARA \=\<+ SE ALMACENAN COMO VALORES
C      DE LAS PRESIONES EN EL TIEMPO ENTERIOR
C
DO 7 IPOIN=1,NPOIN
SIGMA(IPOIN)=SIGMAI(IPOIN)
DO 7 IGRDL=1,2
IEVAB=(IPOIN-1)*2+IGRDL
IF(IGRDL.EQ.2) UT(IEVAB)=PWI(IPOIN)
7 IF(IGRDL.EQ.1) UT(IEVAB)=PAI(IPOIN)
C
C      SE INCORPORAN LAS CONDICIONES DE CONTORNO DEBIDAS A FIJACION
C      DE FLUJO
C
2 IF(NCONT.EQ.0) GO TO 8
IF(ITIEM.GT.2) REWIND 3
CALL CONTOR (ITIEM)
C
C      SE REALIZA UNA ESTIMACION PARA EMPEZAR A ITERAR
8 CALL ESTIMA
C
C      P A R A      C A D A      I T E R A C I O N
C
10 ITERA=ITERA+1
C
C      SE ALMACENA EL VALOR DE LA ITERACION ANTERIOR
C
DO 40 IPOIN=1,NPOIN
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
SIGMAV(IPOIN)=SIGMA1(IPOIN)
UTV(IEVAB)=UT1(IEVAB)
40 UTV(JEVAB)=UT1(JEVAB)
C
C      SE CALCULAN LOS PARAMETROS NECESARIOS PARA CONOCER LOS COEFI
C      NTES DEL SISTEMA
CALL PROPE1
C
C      SE CALCULAN LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA

```

CALL COEF

SE RESUELVE EL SISTEMA

CALL SISTEM(ITIEM)

DO 614 IPOIN=1,NPOIN

JEVAB=2*IPOIN

IEVAB=JEVAB-1

IF(UT1(IEVAB).GT.UT1(JEVAB)) GO TO 614

UT1(IEVAB)=(UT1(IEVAB)+UT1(JEVAB))/2.

UT1(JEVAB)=UT1(IEVAB)

614 CONTINUE

IF(IESCR.EQ.0) GO TO 752

WRITE(6,104) ITERA

104 FORMAT (5(/),50X,'RESULTADO DE LA ITERACION',15,/////,5X,'PUNTO'
1X,'PA TIEMPO ANT',3X,'PA ITERACION ANT',3X,'PA NUEVO',3X,'PW TIE
20 ANT',3X,'PW ITERACION ANT',3X,'PW NUEVA',//)

DO 50 IPOIN=1,NPOIN

JEVAB=2*IPOIN

IEVAB=JEVAB-1

50 WRITE(6,105) IPOIN,UT(IEVAB),UTV(IEVAB),UT1(IEVAB),UT(JEVAB),UTV
2EVAB),UT1(JEVAB)

105 FORMAT(5X,15,6F20.5)

SE CALCULA LA PRESION EXTERIOR NUEVA EN CADA PUNTO

752 IF(PESPP.GT.0.1) CALL PRENOV

COMPROBACION DE LA CONVERGENCIA

753 NCONV=0

NPOI3=3*NPOIN

IF(PESPP.LT.0.101) NPOI3=2*NPOIN

DO 60 IPOIN=1,NPOIN

IF(ABS(SIGMAV(IPOIN))-SIGMA1(IPOIN)).LT.APRXA)NCONV=NCONV+1

DO 60 IGRDL=1,2

IEVAB=2*(IPOIN-1)+IGRDL

IF(IGRDL.EQ.1.AND.ABS(UT1(IEVAB)-UTV(IEVAB)).LT.APRXA) NCONV=NCONV
1+1

IF(IGRDL.EQ.2.AND.ABS(UT1(IEVAB)-UTV(IEVAB)).LT.APRXW) NCONV=NCONV
1+1

60 CONTINUE

IF((NCONV.EQ.NPOI3).OR.(ITERA.EQ.MAXIT)) WRITE(6,106)ITIEM,ITERA
1CONV

106 FORMAT(1X,'TIEMPO',15,3X,'ITERACION',15,2X,'PRESIONES QUE (C
1VERGEN',15

IF(ITERA.EQ.MAXIT) GO TO 70

IF(NCONV.LT.NPOI3) GO TO 10

70 IF(IESCR.EQ.1) WRITE(6,107) ITIEM,TIEMP(ITIEM)

IF(IESCR.EQ.0) WRITE(6,407) ITIEM,TIEMP(ITIEM)

407 FORMAT(2X,'INSTANTE',15,'TIEMPO',E15.4)

107 FORMAT(1H1,////,20X,'RESULTADO EN EL INSTANTE',15,5X,'TIEMPO',F
13,'SEG',////,10X,'PUNTO',10X,'PRESION DEL AIRE (N/M**2)',10X,'P
2ION DEL AGUA (N/M**2)',10X,'PRESION EXTERNA(N/M**2)',//)

DO 80 IPOIN=1,NPOIN

JEVAB=2*IPOIN

IEVAB=JEVAB-1

IF((IEVOL(IPOIN).EQ.0).AND.(IPERF(ITIEM).EQ.0)) GO TO 80

WRITE(6,108) IPOIN,UT1(IEVAB),UT1(JEVAB),SIGMA(IPOIN)

80 CONTINUE

108 FORMAT (3X,15,3(2X,F17.0))

SI HA CONVERGIDO SE CALCULA EL ASIEN TO

DEFOR(1)=0.

DO 351 IPOIN=1,NPOIN

CALL PROPE(IPOIN)

DEFUN(IPOIN)=(1.-PORV(IPOIN))*PORO(IPOIN)/(1.-PORO(IPOIN))-PORV
1OIN)

351 PORV(IPOIN)=PORO(IPOIN)

DO 353 IELEM=1,NELEM

DO 353 INODE=2,3

IPOIN=LNODES(IELEM,INODE)

IF(INODE.EQ.2) DEFOR(IPOIN)=DEFOR(IPOIN-1)+(DEFUN(IPOIN)+DEFUN
1OIN-1))*(COORD(IPOIN)-COORD(IPOIN-1))*0.5

IF(INODE.EQ.3) DEFOR(IPOIN)=DEFOR(IPOIN-2)+(DEFUN(IPOIN-2)+4*DE
1(IPOIN-1)+DEFUN(IPOIN))*(COORD(IPOIN)-COORD(IPOIN-1))/3.

353 CONTINUE

WRITE(6,188)

EXISTE CARGA NO DRENADA

PARA CADA PUNTO

CALCULO DE LA PRESION EN EL PUNTO IPOIN CUANDO
EL NIVEL VARIA DESDE NPOI1 A NPOIN

```
DO 900 IPOIN=1,NPOIN
IF(IPOIN.GE.NPOI1) CARGAO=PAI(IPOIN)
IF(ITEM.EQ.2) GO TO 1
IF(IPOIN.LE.NPOI1) CARGAO=SIGMAI(IPOIN)
1 NPOI1=NPOI1+1
IF(NPOIN.EQ.NPOI1) NPOI1=NPOIN
DO 901 JPOIN=NPOI1,NPOIN
IF((IPOIN.GE.JPOIN).AND.((IPOIN.NE.NPOIN).OR.(JPOIN.NE.NPOIN)))
1GO TO 901
```

CONDICIONES EN EL PUNTO IPOIN CUANDO EL NIVEL ESTA EN JPOIN=
O BIEN ANTES DE LA CARGA INSTANTANEA

```
XI=CARGAO-PAI(IPOIN)
YI=PAI(IPOIN)-PWI(IPOIN)
CALL POROS(XI,YI,POROI,DX,DY)
CALL SATUR(XI,YI,SATUI,DX,DY)
JPOI1=JPOIN-1
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 384
IF(JPOIN.NE.NPOIN)WRITE(6,800) IPOIN,JPOI1
800 FORMAT(2X,'CONDICIONES EN',I5,'CUANDO EL NIVEL ESTA EN',I5)
IF(JPOIN.EQ.NPOIN) WRITE(6,801) IPOIN
801 FORMAT('CONDICIONES EN ',I5,'ANTES DE APLICAR LA CARGA O LA ULTI
1CAPA')
WRITE(6,105) PAI(IPOIN),PWI(IPOIN),XI,YI,POROI,SATUI
384 IF(JPOIN.EQ.NPOI1) PORV(IPOIN)=POROI
KPOIN=JPOIN-NPOI1+1
PORIJ(IPOIN,KPOIN)=POROI
IF(IESCR.EQ.1) WRITE(6,101) IPOIN
```

CALCULO DE VARIABLES INTERMEDIAS

```
11 AC=SATUI*(1.-CW*PWI(IPOIN))
BC=PAI(IPOIN)*(1.-SATUI+HENRY*SATUI)
CC=SATUI*CW
IF((PESPP.LT.10.).OR.(NPOIN.EQ.NPOI1)) GO TO 53
IF(IPOIN.NE.NPOIN)SIGMAI(IPOIN)=CARGAO+PAI(JPOIN)+PESIN(JPOIN-1)
1AI(JPOIN-1)-PESIN(JPOIN)
53 IF((IPOIN.EQ.NPOIN).OR.(NPOI1.EQ.NPOIN)) SIGMAI(IPOIN)=CARGAO
IF(JPOIN.EQ.NPOIN) SIGMAI(IPOIN)=SIGMAI(IPOIN)+SCARG(ITEM-1)
```

INICIO DE LAS ITERACIONES

```
SIGM=SIGMAI(IPOIN)
ITERA=1
PA=PAI(IPOIN)+(SIGMAI(IPOIN)-CARGAO)*10.**((PAI(IPOIN)-PWI(IPOIN)
1*(-2.9243E-05))
PW=PWI(IPOIN)+(SIGMAI(IPOIN)-CARGAO)*10.**((PAI(IPOIN)-PWI(IPOIN)
1*(-2.5649E-05))
```

CALCULO DEL NUEVO VALOR DE PA Y PW

```
2 CALL RAPHSD(SIGM,PA,PW,PAK,PWK)
IF(PAK.GT.PWK) GO TO 537
PAK=(PWK+PAK)/2.
PWK=PAK
537 IF(IESCR.EQ.1) WRITE(6,102) ITERA,PAK,PWK
```

COMPROBACION DE LA CONVERGENCIA

```
IF((ABS(PAK-PA).LT.APRXA.AND.ABS(PWK-PW).LT.APRXW).OR.ITERA.GT.
11T) GO TO 3
```

SI NO HA CONVERGIDO

```
ITERA=ITERA+1
PA=PAK
PW=PWK
GO TO 2
PAI(IPOIN)=PAK
```

```

PWI(IPOIN)=PWK
CARGAO=SIGMAI(IPOIN)
901 CONTINUE
  IF(IESCR.EQ.1) WRITE(6,800) IPOIN,NPOIN
  XI=SIGMAI(IPOIN)-PAI(IPOIN)
  YI=PAI(IPOIN)-PWI(IPOIN)
  CALL POROS(XI,YI,POROI,DX,DY)
  CALL SATUR(XI,YI,SATUI,DX,DY)
  IF(IESCR.EQ.1)WRITE(6,105)PAI(IPOIN),PWI(IPOIN),XI,YI,POROI,SA
  KPOIN=NPOIN-NPOI1+2
  PORIJ(IPOIN,KPOIN)=PORDI
900 CONTINUE
  INOVT=ITIEM
  WRITE(6,103)
  DD 4 IPOIN=1,NPOIN
  4 WRITE(6,104) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
100 FORMAT (1H1, 1(/),20X,'CONDICIONES INICIALES CALCULADAS PARA T='
1,1(/))
101 FORMAT (5(/),10X,'PUNTO',I5,10X,'ITERACION',10X,'P. AIRE',10X,'I
1 AGUA',//)
102 FORMAT (30X,I6,5X,F15.3,10X,F15.3)
103 FORMAT( 2(/),10X,'VALORES DE LAS PRESIONES PARA EL INSTANTE IN
1AL (T=T+)', /, 5X,'PUNTO', 3X,' PRESION DEL AIRE (N/M**2)', /
1 'PRESION DEL AGUA (N/M**2)', / )
104 FORMAT(10X,I5,2F20.3)
105 FORMAT(1X,'ESTADO INICIAL' ,1X,'PA' ,E11.4,1X,'PW' ,E11.4,1
1X' ,E11.4,'Y' ,1X,E11.4,/ , 'N=' ,F7.5,3X,'S=' ,F7.5)
RETURN
END
SUBROUTINE RAPHSO (SIGM ,PA,PW,PAK,PWK)
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON/DA/PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW,PESPP
COMMON /7CINIC/ AC,BC,CC,POROI,SATUI,INICI

```

C
C
C

SUBROUTINA QUE UTILIZA EL METODO DE NEWTON-RAPSHON

```

X=SIGM -PA
Y=PA-PW
CALL POROS(X,Y,PORON,DXPOR,DYPOR)
CALL SATUR(X,Y,S,DXS,DYS)
D=BC+PA*(1.-HENRY)*(AC+CC*PW)
E=AC*PA+CC*PW*PA
SS=E/D
SPA=(AC+CC*PW)*(D-E*(1.-HENRY))/(D*D)
SPW=(D*CC-E*(1.-HENRY)*CC)*PA/(D*D)
F=S-SS
F1=-DXS+DYS-SPA
F2=-DYS-SPW
V=PA*(1.-SS+SS*HENRY)
T=(HENRY-1.)*PA
BS1=BC*(1.-SS)
R=POROI*(AC-1.+CC*PW+BS1/V)
GG=PORON=(R+POROI)/(1.+R)
ZD=(1.-POROI)/((1.+R)*(1.+R))
G1=-DXPOR+DYPOR+POROI*ZD*(BC*V*SPA+BS1*(V/PA+T*SPA))/(V*V)
G2=-DYPOR+POROI*ZD*(-CC+(V*BC*SPW+BS1*T*SPW)/(V*V))
DISCR=F1*G2-G1*F2
PAK=PA+(GG*F2-F*G2)/DISCR
PWK=PW+(F*G1-GG*F1)/DISCR
RETURN
END
SUBROUTINE ASINS
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /DEFO/ ASIEV(31),PORV(31)
COMMON /INIC/ PAI(31),PWI(31),SIGMAI(31)
COMMON/COORD/ COORD(31)
COMMON /ELE/NELEM,MELEM,NNODE,NPOIN,MPOIN,NCARI,NPOI1
COMMON /ORD/LNODS(15,3)
COMMON/ASIEI/PORIJ(31,9)
COMMON/TIEM/TIEMP(80),NTIEM,NELET(80),SCARG(80)
COMMON/INCRE/TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM,INOVT
COMMON/EVOL/IEVOL(27),IPERF(80)
DIMENSION DEFOR(31),DEFUN(31)
DEFOR(1)=0.
ASIEV(1)=0.
KPOIN=2
IE(NPOI1,NE,NPOIN) KPOIN=NPOIN-NPOI1+1

```

```

NELE1=NELET(ITIEM-1)
IF(NELE1.EQ.0) GO TO 88
DO 1 IELEM=1,NELE1
DO 1 INODE=1,3
IF((IELEM.NE.1).AND.(INODE.EQ.1)) GO TO 1
IPOINT=LNODES(IELEM,INODE)
DEFUN(IPOINT)=(1.-PORV(IPOINT))*PORIJ(IPOINT,KPOINT)/(1.-PORIJ(IPOINT,
1KPOINT)-PORV(IPOINT))
IF (INODE.EQ.2) DEFOR(IPOINT)=DEFOR(IPOINT-1)+(DEFUN(IPOINT)+DEFUN(
1IPOINT-1))*(COORD(IPOINT)-COORD(IPOINT-1))*0.5
IF(INODE.EQ.3) DEFOR(IPOINT)=DEFOR(IPOINT-2)+(DEFUN(IPOINT-2)+4.*
1DEFUN(IPOINT-1)+DEFUN(IPOINT))*(COORD(IPOINT)-COORD(IPOINT-1))/3.
ASIEV(IPOINT)=ASIEV(IPOINT)+DEFOR(IPOINT)
PORV(IPOINT)=PORIJ(IPOINT,KPOINT)
IF((IEVOL(IPOINT).EQ.0).AND.(IPERF(ITIEM).EQ.0))GO TO 1
WRITE(6,404) IPOINT,DEFOR(IPOINT),ASIEV(IPOINT)
1 CONTINUE
88 IF(NPOINT.EQ.NPOI1) RETURN
NPOI1=NPOI1+1
DO 3 IPOINT=NPOI1,NPOINT
LPOINT=IPOINT-NPOI1+1
DO 4 IELEM=1,NELEM
DO 4 INODE=1,3
IF((IELEM.NE.1).AND.(INODE.EQ.1)) GO TO 4
JPOINT=LNODES(IELEM,INODE)
IF(JPOINT.GT.IPOINT) GO TO 5
DEFUN(JPOINT)=(1.-PORIJ(JPOINT,LPOINT))*PORIJ(JPOINT,KPOINT)/(1.-
1PORIJ(JPOINT,KPOINT)-PORIJ(JPOINT,LPOINT))
IF(INODE.EQ.2) DEFOR(JPOINT)=DEFOR(JPOINT-1)+(DEFUN(JPOINT-1)+
1DEFUN(JPOINT))*(COORD(JPOINT)-COORD(JPOINT-1))*0.5
IF(INODE.EQ.3) DEFOR(JPOINT)=DEFOR(JPOINT-2)+(DEFUN(JPOINT-2)+
14*DEFUN(JPOINT-1)+DEFUN(JPOINT))*(COORD(JPOINT)-COORD(JPOINT-1))/3.
4 CONTINUE
5 ASIEV(IPOINT)=ASIEV(IPOINT)+DEFOR(IPOINT)
PORV(IPOINT)=PORIJ(IPOINT,KPOINT)
IF((IEVOL(IPOINT).EQ.0).AND.(IPERF(ITIEM).EQ.0)) GO TO 3
WRITE(6,404) IPOINT,DEFOR(IPOINT),ASIEV(IPOINT)
3 CONTINUE
IF(NELE1.EQ.0) PORV(1)=PORIJ(1,KPOINT)
404 FORMAT(2X,'PUNTO',15,2X,'DEFORMACION',E15.4,2X,'ASIENTO TOTAL',E
1,4,'M')
RETURN
END
SUBROUTINE CONTOR(ITIEM)
COMMON/ELE/NELEM,MELEM,NNODE,NPOINT,MPOINT,NCARI,NPOI1
COMMON/TIEM/TIEMP(80),NTIEM,NELET(80),SCARG(80)
COMMON/ORD/ LNODES(15,3)
COMMON/FLU/NCONT,NOFLU(80,2),IFFLU(80,2,2),FLUJO(80,2,2)
COMMON/APRO/MAXIT,APRXX,APRXW,NINTT,IESCR
DIMENSION AVECT(6)

```

SUBROUTINA QUE INCORPORA LAS CONDICIONES DE CONTORNO DEBIDAS
LA FIJACION DE LA VELOCIDAD DEL AGUA O DEL FLUJO
MASICO DEL AIRE

```

JESCA=ITIEM-1
TEMPO=(TIEMP(ITIEM)+TIEMP(ITIEM-1))/2.
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 9
WRITE(6,99) JESCA,TEMPO

```

PARA CADA ELEMENTO:

```

9 DO 10 IELEM=1,NELEM
DO 11 IEVAB=1,6
11 AVECT(IEVAB)=0.

```

NODO A NODO SE COMPRUEBA SI SE HA FIJADO ALGUN FLUJO
SOLO SE PUEDE FIJAR EN LOS NODOS EXTREMOS DEL ELEMENTO

```

DO 20 INODE=1,NNODE,2
IPOINT=LNODES(IELEM,INODE)
DO 30 ICONT=1,NCONT
JPOINT=NOFLU(ITIEM,ICONT)
IF(JPOINT.NE.IPOINT) GO TO 30

```

SI ESTA FIJADO COLOCAMOS EL VALOR CORRESPONDIENTE EN AVECT

```
IEVAB=(INODE-1)*2
DO 40 IGRDL=1,2
JEVAB=IEVAB+IGRDL
IF(IFFLU(ITIEM,ICONT,IGRDL).EQ.0) GO TO 40
AVECT(JEVAB)=(INODE-2)*FLUJO(ITIEM,ICONT,IGRDL)
40 CONTINUE
GO TO 20
30 CONTINUE
20 CONTINUE
```

ESCRIBIMOS EL VECTOR "AVECT" EN EL DISCO 3 QUE SE LEERA EN LA SUBROUTINA COEF

```
WRITE(3) AVECT
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 10
WRITE(6,100) IELEM,(AVECT(IEVAB),IEVAB=1,6)
10 CONTINUE
99 FORMAT (1H1,10(7),5X,'COMPONENTE DEL VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIEN-
TES',
1 DEBIDO A LAS INFILTRACIONES EN EL CONTORNO FIJADAS PARA EL ESCALON=
1N',15,/,5X,'VALOR DEL TIEMPO (MITAD DEL ESCALON)=',F10.3,'SEG',
1,20X,'ELEMENTO',60X,'VECTOR',/)
100 FORMAT(20X,15,15X,6F13.6,/)
RETURN
END
```

```
SUBROUTINE ESTIMA
COMMON/ELE/NELEM,MELEM,NNODE,NPOIN,MPOIN,NCARI,NPOI1
COMMON/TIEM/TIEMP(80),NTIEM,NELET(80),SCARG(80)
COMMON /INCR/ TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM,INOVT
COMMON /UTA/ UTA1(62),UTA2(62),SIGA1(31),SIGA2(31)
COMMON /UT/ UT(62),UT1(62),UT2(62),SIGMA(31),SIGMA1(31),SIGMA2(31)
COMMON/APRO/MAXIT,APRXA,APRXW,NINTT,IESCR
ITEM1=ITIEM-1
ITEM2=ITIEM-2
ITEM3=ITIEM-3
NPOI2=2*NPOIN
IF(ITIEM-INOVT-1) 21,22,23
```

ESTIMACION PARA EL SEGUNDO INSTANTE

```
21 CONTINUE
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 400
WRITE(6,102)
102 FORMAT(///,20X,'ESTIMACION PARA EL SEGUNDO INSTANTE',/,10X,'PUN-
1',10X,'"PA" INICIAL',10X,'"PA" ESTIMADA',10X,'"PW" INICIAL',10X,
3PW" ESTIMADA',/)
400 TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
DO 31 IEVAB=1,NPOI2
IF(IEVAB.LE.NPOIN) SIGMA1(IEVAB)=SIGMA(IEVAB)
31 UT1(IEVAB)=UT(IEVAB)
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 300
DO 41 IPOIN=1,NPOIN
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
41 WRITE(6,103) IPOIN,UT(IEVAB),UT1(IEVAB),UT(JEVAB),UT1(JEVAB)
103 FORMAT (10X,15,2(12X,F12.3,13X,F12.3),/)
GO TO 300
```

ESTIMACION PARA EL TERCER INSTANTE

```
22 CONTINUE
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 401
WRITE(6,104)
104 FORMAT(///,20X,'ESTIMACION TERCER INSTANTE',////,10X,'PUNTO',
11X,'"PA" (1)',11X,'"PA" (2)',11X,'"PA" (3)',11X,'"PW" (1)
2,11X,'"PW" (2)',11X,'"PW" (3)',/)
401 TINC1=TINCR
TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
AZ=TINCR/TINC1
DO 32 IEVAB=1,NPOI2
UTA1(IEVAB)=UT(IEVAB)
UT(IEVAB)=UT1(IEVAB)
IF(IEVAB.GT.NPOIN) GO TO 32
SIGA1(IEVAB)=SIGMA(IEVAB)
SIGMA(IEVAB)=SIGMA1(IEVAB)
```

```

SIGMA1(IEVAB)=SIGA1(IEVAB)+(AZ*(SIGMA(IEVAB)-SIGA1(IEVAB)))
32 UT1(IEVAB)=UT(IEVAB)+(AZ*(UT(IEVAB)-UTA1(IEVAB)))
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 300
DO 42 IPOIN=1,NPOIN
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
42 WRITE(6,105) IPOIN,UTA1(IEVAB),UT(IEVAB),UT1(IEVAB),UTA1(JEVAB),
1(JEVAB),UT1(JEVAB)
105 FORMAT(10X,I5,6(7X,E12.3))
GO TO 300

```

ESTIMACION PARA LOS INSTANTES POSTERIORES AL TERCERO

```

23 CONTINUE
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 402
WRITE(6,106) ITIEM,ITEM3,ITEM2,ITEM1,ITIEI,ITEM3,ITEM2,ITEM1,ITIEI
106 FORMAT(10(//),30X,'ESTIMACION PARA EL INSTANTE',I5,/,10X,'PUNTO
13(11X,'PA'(I3,')'),3(11X,'PW'(I3,')')
402 IF(ITIEM.GT.4) GO TO 84
TILOG=ALOG(TIEMP(3))-ALOG(TIEMP(2))
TINC1=ALOG(TIEMP(2))
IF(TIEMP(1).GT.0) TINC1=TINC1-ALOG(TIEMP(1))
84 TINC2=TINC1
TINC1=TILOG
TILOG=ALOG(TIEMP(ITIEM))-ALOG(TIEMP(ITEM1))
TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
AZ=((TILOG+TINC1)*TILOG)/(TINC2*(TINC1+TINC2))
BZ=((TILOG+TINC1+TINC2)*TILOG)/(TINC1*TINC2)
CZ=((TILOG+TINC1+TINC2)*(TILOG+TINC1))/(TINC1+TINC2)*TINC1
DO 33 IEVAB=1,NPOI2
UTA2(IEVAB)=UTA1(IEVAB)
UTA1(IEVAB)=UT(IEVAB)
UT(IEVAB)=UT1(IEVAB)
IF(IEVAB.GT.NPOIN) GO TO 33
SIGA2(IEVAB)=SIGA1(IEVAB)
SIGA1(IEVAB)=SIGMA(IEVAB)
SIGMA(IEVAB)=SIGMA1(IEVAB)
SIGMA1(IEVAB)=AZ*SIGA2(IEVAB)-BZ*SIGA1(IEVAB)+CZ*SIGMA(IEVAB)
33 UT1(IEVAB)=AZ*UTA2(IEVAB)-BZ*UTA1(IEVAB)+CZ*UT(IEVAB)
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 300
DO 43 IPOIN=1,NPOIN
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
43 WRITE(6,107) IPOIN,UTA2(IEVAB),UTA1(IEVAB),UT(IEVAB),UT1(IEVAB),
1A2(JEVAB),UTA1(JEVAB),UT(JEVAB),UT1(JEVAB)
107 FORMAT(10X,I5,8(6X,E12.4))
300 RETURN
END

```

```

SUBROUTINE PROPE1
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),G(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON/ELE/NELEM,MELEM,NNODE,NPOIN,MPOIN,NCARI,NPOI1
COMMON/AKAW/AA,BA,AW,BW
COMMON/DAT/PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW,PESPP
COMMON /PRO/ PORO(31),DPPOR(31),DSPOR(31),SATU(31),DPSAT(31),DSE
1(31),AKA(31),AKW(31),DTSIG(31)
COMMON /UT/ UT(62),UT1(62),UT2(62),SIGMA(31),SIGMA1(31),SIGMA2(
COMMON/APRO/MAXIT,APRXA,APRXW,NINTT,IESCR
COMMON /CINIC/ AC,BC,CC,POROI,SATUI,INICI
COMMON /TIEM/ TIEMP(80),NTIEM,MELET(80),SCARG(80)
COMMON /INCR/ TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM,INOVT
COMMON/EVOL/IEVOL(27),IPERF(80)
IF(INICI.EQ.1) WRITE(6,100) ITIEM,TIEMP(ITIEM)
100 FORMAT(2X,'NO/DREN',4X,'TN=',I3,4X,'T=',F20.2)

```

P A R A C A D A N O D O

ALMACENAMIENTO DE PA Y PW

```

DO 1 IPOIN=1,NPOIN
SIGMA2(IPOIN)=(SIGMA(IPOIN)+SIGMA1(IPOIN))/2.
DO 2 IGRDL=1,2
IEVAB=(IPOIN-1)*2+IGRDL
UT2(IEVAB)=(UT(IEVAB)+UT1(IEVAB))/2.
IF(IGRDL.EQ.1) PA=UT2(IEVAB)
2 IF(IGRDL.EQ.2) PW=UT2(IEVAB)
DTSIG(IPOIN)=(SIGMA1(IPOIN)-SIGMA(IPOIN))/(TIEMP(ITIEM)-TIEMP(I
1M-1))

```

CALCULO DE LA POROSIDAD

```
X=SIGMA2(IPOIN)-PA
Y=PA-PW
IF(Y.LT.O.) Y=0.
CALL POROS (X, Y, POR, DXPOR, DYPOR)
PORO(IPOIN)=POR
DPPOR(IPOIN)=DXPOR
DSPOR(IPOIN)=DYPOR
```

CALCULO DE LA SATURACION

```
CALL SATUR(X, Y, SAT, DXS, DYS)
SATU(IPOIN)=SAT
DPSAT(IPOIN)=DXS
DSSAT(IPOIN)=DYS
```

CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE

```
R=(POR/(1.-POR))*(1.-SAT)
AKK=(R**AA)*BA
AKA(IPOIN)=AKK*BETA*PA*G/VISA
```

CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA

```
CALL PERMW(SAT, POR, WK, DSWK)
AKW(IPOIN)=WK
IF (IESCR.EQ.O.AND.INICI.EQ.O) GO TO 1
LNODE=IPOIN
IF((IEVOL(IPOIN).EQ.O).AND.(IPERF(ITIEM).EQ.O)) GO TO 1
WRITE(6,101) (LNODE,PW,PA,X,Y,PORO(LNODE),DPPOR(LNODE),DSPOR(LNODE),
1),SATU(LNODE),DPSAT(LNODE),DSSAT(LNODE),SIGMA2(LNODE),AKA(LNODE),
101 FORMAT(1X,'P',15,1X,'W',E10.4,1X,'A',E10.4,1X,'G',
1,E10.4,1X,'C',E10.4,/,1X,'N',E10.4,1X,'D',
2E11.4,1X,'D',E11.4,/,1X,'S',E11.4,1X,'D',E11.4,1X,'
3,E11.4,/,1X,'SI',E11.4,1X,'KA',E11.4,1X,
4KW',E10.4)
```

1 CONTINUE

```
INICI=0
RETURN
END
```

SUBROUTINE POROS (X, Y, POR, DXPOR, DYPOR)

```
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
IF(X.LT.O.) X=0.
IF(Y.LT.O.) Y=0.
CALL INTER2(2, X, Y, POR, DXPOR, DYPOR)
RETURN
END
```

SUBROUTINE SATUR (X, Y, S, DXS, DYS)

```
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
IF(X.LT.O.) X=0.
IF(Y.LT.O.) Y=0.
CALL INTER2(1, X, Y, S, DXS, DYS)
RETURN
END
```

SUBROUTINE PERMW(S, POR, WK, DXWK)

```
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10)
NMAX=N(3,1)
DO 1 ISITU=1,NMAX
DDMOM(ISITU)=DDMOB(3,ISITU,1)
1 ZPBAS(ISITU)=ZXYBA(3,ISITU,1)
CALL INTER1 (S, 3, 1, DDMOM, ZPBAS, WKK, DXWK)
EPOR=POR/(1.-POR)
WK=WKK*BW*(AW**EPOR)
RETURN
END
```

SUBROUTINE INTER1(X, ITIPO, IDIRE, DDMOM, ZPBAS, FX, DFX)

```
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10)
```

SUBROUTINA QUE DADOS LOS PUNTOS BASE, LOS MOMENTOS Y EL VALOR DE LA FUNCION EN ESOS PUNTOS BASE CALCULA EL VALOR DE LA FUNCION EN EL PUNTO (X,Y) Y EL VALOR DE SU DERIVADA.

ZPBAS(ISITU)=VALOR DE LA FUNCION EN LOS PUNTOS BASE
 DDMOM(ISITU)=VALOR DEL MOMENTO EN LOS PUNTOS BASE
 FX=VALOR DE LA FUNCION EN 'X'
 DFX=VALOR DE LA DERIVADA EN 'X'

```

NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
XN=PCOOR(ITIPO, NMAX, IDIRE)
X1=PCOOR(ITIPO, 1, IDIRE)
DO 1 JSITU=2, NMAX
IF(X.GT.X1) GO TO 8
XI=PCOOR(ITIPO, 2, IDIRE)
XI1=X1
ISITU=2
GO TO 3
8 IF(X.LT.XN) GO TO 9
XI=XN
XI1=PCOOR(ITIPO, NMAX=1, IDIRE)
ISITU=NMAX
GO TO 3
9 XI=PCOOR(ITIPO, JSITU, IDIRE)
XI1=PCOOR(ITIPO, JSITU=1, IDIRE)
ISITU=JSITU
IF(X.GT.XI.OR.X.LT.XI1) GO TO 1
3 XJ=XI-X
XJ1=X-XI1
YJ=ZPBAS(ISITU)
YJ1=ZPBAS(ISITU-1)
DDJ=DDMOM(ISITU)
DDJ1=DDMOM(ISITU-1)
HJ=H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE)
FX=(DDJ1*XJ*XJ*XJ)/(6.*HJ)+(DDJ*XJ1*XJ1*XJ1)/(6.*HJ)+(YJ1-(DD
1 *HJ*HJ/6.))*XJ/HJ+(YJ-(DDJ*HJ*HJ/6.))*XJ1/HJ
DFX=-DDJ1*XJ*XJ/(2.*HJ)+DDJ*XJ1*XJ1/(2.*HJ)+(YJ-YJ1)/HJ=(DDJ-DDJ
1*HJ/6.
GO TO 2
1 CONTINUE
2 RETURN
END
SUBROUTINE INTER2 (ITIPO, X, Y, Z, ZX, ZY)
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(
110, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
DIMENSION ZPBAS(10), DDMOM(10), DYBAS(10), ZYBAS(10)

```

SUBROUTINA QUE CALCULA EL VALOR DE LA FUNCION DE DOS VARIABLE
 Y SUS DERIVADAS PARCIALES EN EL PUNTO (X, Y)

PARA CADA COLUMNA 'ISITU' HALLAMOS EL VALOR DE F(Y, ISITU)
 INTERPOLANDO SEGUN LA DIRECCION 'Y'

```

NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
DO 1 ISITU=1, NX
DO 2 JSITU=1, NY
DDMOM(JSITU)=DDMOB(ITIPO, ISITU, JSITU)
2 ZPBAS(JSITU)=ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)
CALL INTER1 (Y, ITIPO, 2, DDMOM, ZPBAS, FX, DFX)

```

ALMACENAMOS EL VALOR DE LA FUNCION Y SUS DERIVADAS SEGUN 'Y'
 EN CDA COLUMNA PARA TOMARLOS COMO PUNTOS BASE PARA LA IN-
 TERPOLACION SEGUN 'X'

```

ZYBAS(ISITU)=FX
1 DYBAS(ISITU)=DFX

```

HALLAMOS LOS MOMENTOS SEGUN 'X' PARA EL VALOR DE LA FUNCION

```
CALL SPLIN2 (ITIPO, 1, ZYBAS, DDMOM)
```

HALLAMOS EL VALOR DE LA FUNCION Y SU DERIVADA SEGUN 'X' EN
 EL PUNTO (X, Y)

```
CALL INTER1 (X, ITIPO, 1, DDMOM, ZYBAS, Z, ZX)
```

HALLAMOS LOS MOMENTOS SEGUN 'X' PARA EL VALOR DE LA DERIVADA

SEGUN 'Y', INTERPOLANDO HALLAMOS EL VALOR DE LA DERIVADA
SEGUN 'Y' EN EL PUNTO (X, Y)
ZXY SERIA EL VALOR DE LA DERIVADA SEGUNDA CRUZADA DX(DY(F)),

```
CALL SPLIN2(ITIPO, 1, DYBAS, DDMOM)
CALL INTERI (X, ITIPO, 1, DDMOM, DYBAS, ZY, ZXY)
RETURN
END
SUBROUTINE COEF
COMMON/ELE/NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON/ORD/ LNODS(15, 3)
COMMON/COORD/ COORD(31)
COMMON/GAU/NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)
COMMON /SHA/ SHAPE(3), DERIV(3)
COMMON /JAC/ ELCOD(3), GPCOD(3), CARTD(3)
COMMON /PRO/ PORO(31), DPPOR(31), DSPOR(31), SATU(31), DPSAT(31), DSS1(31), AKA(31), AKW(31), DTSIG(31)
COMMON/DAT/PESPW, HENRY, G, BETA, VISA, CW, PESPP
COMMON /INCR/ TINC, TINC1, TINC2, TILOG, ITIEM, INOVT
COMMON /UT/ UT(62), UT1(62), UT2(62), SIGMA(31), SIGMA1(31), SIGMA2(31)
COMMON/FLU/NCNT, NOFLU(80, 2), IFFLU(80, 2, 2), FLUJD(80, 2, 2)
COMMON/APRO/MAXIT, APRXA, APRXW, NINTT, IESCR
```

SUBROUTINE QUE CALCULA LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA
DE ECUACIONES Y EL VALOR DE LOS TERMINOS INDEPENDIENTES

```
DIMENSION VARIE (11, 3), VARIG(11), ELEUT(6), ETMAT(6, 6), EKMAT(6, 6),  
1ATK(2, 2), EBVEC(6), DVECT(6), AMATR(6, 6), GMATT(2, 2)  
EQUIVALENCE (VARIG(1), GAUKW), (VARIG(2), GAUKA), (VARIG(3), GAUPA), (V  
1IG(4), GAUPW), (VARIG(5), GAPOR), (VARIG(6), GASAT), (VARIG(7), GDPPD),  
2ARIG(8), GDSPD), (VARIG(9), GDPSA), (VARIG(10), GDSSA), (VARIG(11), GDT  
3)
```

CALCULO DE LA MATRIZ 'A' Y EL VECTOR 'D' PARA CADA ELEMENTO

```
REWIND 3
DO 10 IELEM=1, NELEM
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 703
WRITE(6, 100) IELEM
100 FORMAT (1H1, 10(/), 30X, 'MATRIZ DE COEFICIENTES PARA EL ELEMENTO',  
1, //, 5X, 'NODO', 3X, 'NUMERO DEL NODO', 3X, 'COORDENADA', 3X, 'KW', 10  
2'KA', 10X, 'PA2', 10X, 'PW2', 10X, 'N', 5X, 'S', //, 3X, 'DPN', 10X, 'DSN', 10  
3'DPS', 10X, 'DSS', 10X, 'DTSIG', //)
703 DO 20 INODE=1, NNODE
```

ALMACENAMIENTO DE LAS PROPIEDADES EN LOS NUDOS

```
LNODE=LNODS(IELEM, INODE)
ELCOD(INODE)=COORD(LNODE)
VARIE( 1, INODE)= AKW(LNODE)
VARIE( 2, INODE)= AKA(LNODE)
VARIE( 5, INODE)= PORO(LNODE)
VARIE( 6, INODE)= SATU(LNODE)
VARIE( 7, INODE)= DPPOR(LNODE)
VARIE( 8, INODE)= DSPOR(LNODE)
VARIE( 9, INODE)= DPSAT(LNODE)
VARIE(10, INODE)= DSSAT(LNODE)
VARIE(11, INODE)= DTSIG(LNODE)
DO 21 IGRDL=1, 2
IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
JNODE=(LNODE-1)*2+IGRDL
IF(IGRDL.EQ.1) VARIE(3, INODE)=UT2(JNODE)
IF(IGRDL.EQ.2) VARIE(4, INODE)=UT2(JNODE)
21 ELEUT(IEVAB)=UT(JNODE)
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 20
WRITE(6, 101) INODE, LNODE, ELCOD(INODE), (VARIE(IVARI, INODE), IVARI=
111)
101 FORMAT (5X, I3, 14X, I3, 3X, 7E11. 4, //, 3X, 5E12. 5)
20 CONTINUE
```

INICIALIZAMOS LAS MATRICES

```
DO 30 IEVAB=1, 6
EBVEC(IEVAB)=0.
DO 30 JEVAB=1, 6
ETMAT(IEVAB, JEVAB)=0.
30 EKMAT(IEVAB, JEVAB)=0.
IF(NCNT.EQ.0) GO TO 35
```

INTRODUCCION DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO POR FIJACION DE FLUJOS

```

READ(3) EBVEC
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 35
WRITE(6,99) IELEM,EBVEC
99 FORMAT (10(/),10X,'ELEMENTO',I5,5X,'EBVEC',6E15.5,///)

```

PARA CADA PUNTO DE GAUSS

```

35 KGASP=0
DO 40 IGAUS=1,NGAUS
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 606
WRITE (6,102) IGAUS
102 FORMAT (10(/),50X,'PUNTO DE GAUSS=',I5,///)
606 KGASP=KGASP+1
S=POSGP(IGAUS)

```

CALCULAMOS EL VALOR DE LAS FUNCIONES DE INTERPOLACION, SUS DERIVADAS Y EL VALOR DEL JACOBIANO

```

CALL SFUN(S)
CALL JACOB(IELEM,DJACB,KGASP)
DFACT=DJACB*WEIGP(IGAUS)
IF(IESCR.EQ.0)GO TO 607
WRITE (6,103) S,(SHAPE(INODE),INODE=1,3),(DERIV(INODE),INODE=1,3)
1DJACB,DFACT
103 FORMAT(2X,'S=',F 9.5,2X,'SHAPE(I)=' ,3F 9.4,2X,'DERIV(I)=' ,3F 9.4,2X,
1'DJACB=' ,F 9.4,2X,'DFACT=' ,F 9.4,/)

```

CALCULAMOS LAS PROPIEDADES EN LOS PUNTOS DE GAUSS

```

607 DO 50 IVARI=1,11
VARIQ(IVARI)=0.
DO 50 INODE=1,NNODE
50 VARIQ(IVARI)=VARIQ(IVARI)+VARIE(IVARI,INODE)*SHAPE(INODE)
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 608
WRITE(6,104) IGAUS,(VARIQ(IVARI),IVARI=1,11)
104 FORMAT(///,10X,'PROPIEDADES DEL PUNTO DE GAUSS',I5,///,5X,11E12.

```

CALCULO DE CONSTANTES INTERMEDIAS

```

608 AKW1=-DFACT*GAUKW/PESPW
ATA1=-DFACT*(GAPOR*(GDSSA-GDPSA)+GASAT*(GDSP0-GDPP0))
ATW1=DFACT*(GAPOR*GDSSA+GASAT*GDSP0)
A1DZ=DFACT*GAUKW
A1NJ=DFACT*GDTSI*(GAPOR*GDPSA+GASAT*GDPP0)
AKA21=-DFACT*GDTSI*BETA*(GAPOR*(HENRY-1.)*GDPSA+(1.+GASAT*(HENRY
1.))*GDPP0)
AKA22=-DFACT*BETA*(GAUKA+HENRY*GAUKW)
AKA23=-DFACT*GAUKA/G
AKW21=-DFACT*BETA*HENRY*GDTSI*(GAPOR*GDPSA+GASAT*GDPP0)
AKW22=-DFACT*BETA*HENRY*GAUKW
AKW23=-DFACT*GAUPA*GAUKW*BETA*HENRY/PESPW
ATA2=-DFACT*BETA*((1.+GASAT*(HENRY-1.))*GAUPA*(GDSP0-GDPP0)+GAP
1)+GAUPA*GAPOR*(HENRY-1.)*(GDSSA-GDPSA))
ATW2=-DFACT*BETA*GAUPA*((1.+GASAT*(HENRY-1.))*(-GDSP0)-GAPOR*(HE
1Y-1.)*GDSSA)
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 602
WRITE(6,105) AKW1,ATA1,ATW1,A1DZ,A1NJ,AKA21,AKA22,AKA23,AKW21,AK
12,AKW23,ATA2,ATW2
105 FORMAT (5(/),30X,'VARIABLES INTERMEDIAS',/,5X,7E15.5,/,5X,6E15.5

```

CALCULO DE LAS INTEGRALES

```

602 DO 60 INODE=1,NNODE
DO 61 IGRDL=1,2
IF (IGRDL.EQ.2)GO TO 62
IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
61 EBVEC(IEVAB)=EBVEC(IEVAB)+CARTD(INODE)*A1DZ+SHAPE(INODE)*A1NJ
62 DO 60 JNODE=1,NNODE
DIDJE=CARTD(INODE)*CARTD(JNODE)
SHAIJ=SHAPE(INODE)*SHAPE(JNODE)
SIDJE=SHAPE(JNODE)*CARTD(INODE)
GMATK(1,1)=0.
GMATK(1,2)=AKW1*DIDJE
GMATK(2,1)=AKA21*SHAIJ+AKA22*SIDJE+AKA23*DIDJE
GMATK(2,2)=AKW23*DIDJE
GMATT(1,1)=ATA1*SHAIJ
GMATT(1,2)=ATA2*SHAIJ
GMATT(2,1)=ATW1*SHAIJ
GMATT(2,2)=ATW2*SHAIJ

```



```

RETURN
END
SUBROUTINE SISTEM(ITIEM)
COMMON/ELE/NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON/ORD/ LNODS(15, 3)
COMMON/FIX/ NVFIX, NOFIX(80, 2), IFPRE(80, 2, 2), PRESC(80, 2, 2)
COMMON /UT/ UT(62), UT1(62), UT2(62), SIGMA(31), SIGMA1(31), SIGMA2(31)
COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(62), FIXED(62)
CALL FRONT1(ITIEM)
CALL FRONT2
RETURN
END
SUBROUTINE FRONT1 (ITIEM)
COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(62), FIXED(62)
COMMON/ELE/NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON/ORD/ LNODS(15, 3)
COMMON/FIX/ NVFIX, NOFIX(80, 2), IFPRE(80, 2, 2), PRESC(80, 2, 2)
DIMENSION ESTIF(6, 6), ELOAD(6), NACVA(6), LOCEL(6), NDEST(6)
DOUBLE PRECISION EQUAT(6), GLOAD(6), GSTIF(6, 6), ALMAC(6), PIVOT, EQRI

```

```

*****
* ESTA SUBROUTINA LEE EN EL DISCO 1 LAS MATRICES DE COEFICIENTES Y LOS TERMINOS INDEPENDIENTES CORRESPONDIENTES A CADA ELEMENTO PARA ACOPLARLOS FORMANDO UN SISTEMA.
* CUANDO TODAS LAS MATRICES EN LAS QUE APARECE UN NODO SE HAN ACOPLADO ENTONCES SE GUARDA LA ECUACION CORRESPONDIENTE A DICHO NODO EN EL DISCO 2.
* DESPUES PIVOTANDO SE HACEN CERO LOS COEFICIENTES DE DICHA ECUACION PARA DEJAR SITIO PARA PODER PONER UNA NUEVA ECUACION CORRESPONDIENTE A UN NODO QUE AUN NO HAYA SALIDO.
*****

```

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

```

GSTIF(MFRON, MFRON)=MATRIZ DONDE SE ALMACENAN LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA QUE EXISTAN EN CADA MOMENTO
NFRON= NUMERO DE PUNTOS QUE SE ENCUENTRAN SIMULTANEAMENTE EN EL SISTEMA EN UN MOMENTO DADO
MFRON=MAXIMO NUMERO DE PUNTOS QUE SE PUEDEN ENCONTRAR SIMULTA ELIMINACION DE UN PUNTO (INCOGNITA)
KELVA=CONTADOR DE PUNTOS (INCOGNITAS) ELIMINADOS
KEYAB=CONTADOR DE PUNTOS QUE SE ACOPLAN EN UN ELEMENTO
EQRHS=VALOR DEL TERMINO INDEPENDIENTE DE UNA ECUACION ANTES DE LA ELIMINACION
EQUAT(MFRON)=COEFICIENTES DE UNA ECUACION ANTES DE SU ELIMINACION.
PIVOT= VALOR DEL PIVOTE
IFFIX(NPOIN)=(+1) EN LOS PUNTOS DE PRESION FIJADA
(0) EN LOS PUNTOS DE PRESIONES DESCONOCIDAS
NACVA(NFRON)=PUNTOS QUE OCUPAN EL SISTEMA EN UN MOMENTO DADO
LOCEL(NNODE)=PUNTOS QUE CONTIENE EL ELEMENTO EN ESTUDIO
NDEST(NNODE)= LOCALIZACION EN EL SISTEMA DE CADA NODO ACOPLADO

```

ALMACENAMIENTO DE PRESIONES PREFIJADAS

```

MFRON=6
NTOTV=NPOIN*2
DO 100 ITOTV=1, NTOTV
  IFFIX(ITOTV)=0
  FIXED(ITOTV)=0.
  DO 110 IVFIX=1, NVFIX
    NLOCA=(NOFIX(ITIEM, IVFIX)-1)*2
    DO 110 IDOFN=1, 2
      NGASH=NLOCA+IDOFN
      IFFIX(NGASH)=IFPRE(ITIEM, IVFIX, IDOFN)
      FIXED(NGASH)=PRESC(ITIEM, IVFIX, IDOFN)
  110 CONTINUE

```

VEAMOS CUAL ES LA ULTIMA APARICION DE UN NODO Y CAMBIAMOS DE SIGNO EL VALOR DE LNODS CORRESPONDIENTE A ESE NODO EN EL ULTIMO ELEMENTO EN QUE APARECE

```
DO 140 IPOIN=1, NPOIN
KLAST=0
DO 130 IELEM=1, NELEM
DO 120 INODE=1, NNODE
IF (LNODS(IELEM, INODE).NE. IPOIN) GO TO 120
KLAST=IELEM
NLA=INODE
120 CONTINUE
130 CONTINUE
IF (KLAST.NE. 0) LNODS(KLAST, NLA)=--IPOIN
140 CONTINUE
```

PONEMOS '0' A DISTINTAS VARIABLES ANTES DE EMPEZAR

```
DO 160 IFRON=1, MFRON
GLOAD(IFRON)=0.
EQUAT(IFRON)=0.
NACVA(IFRON)=0
DO 160 JFRON=1, MFRON
160 GSTIF(IFRON, JFRON)=0.
```

PREPARAMOS EL DISCO 1 PARA LEER

REWIND 1

EMPEZAMOS EL 'DO' PARA EL ENSAMBLAMIENTO Y ELIMINACION
DE LAS MATRICES PARA CADA ELEMENTO

```
NFRON=0
KELVA=0
DO 380 IELEM=1, NELEM
KEVAB=0
```

LEEMOS LA MATRIZ DE COEFICIENTES Y TERMINOS INDEPENDIENTES
DEL ELEMENTO

READ(1) ESTIF, ELOAD

HALLAMOS EL NUMERO DE LAS VARIABLES DENTRO DE LA MATRIZ GLOBA

```
DO 170 INODE=1, NNODE
DO 170 IDOFN=1, 2
NPOSI=(INODE-1)*2+IDOFN
LOCNO=LNODS(IELEM, INODE)
IF (LOCNO.GT. 0) LOCEL(NPOSI)=(LOCNO-1)*2+IDOFN
IF (LOCNO.LT. 0) LOCEL(NPOSI)=(LOCNO+1)*2-IDOFN
170 CONTINUE
WRITE(6, 604) (LOCEL(NPOSI), NPOSI=1, 6)
```

PARA CADA UNA DE LAS VARIABLES DEL ELEMENTO

VEMOS SI ESTE PUNTO YA ESTA COLOCADO PARA PONERLO EN LA MISMA
POSICION O BIEN AMPLIAR LA DIMENSION DE GSTIF

NIKNO=IABS(LOCEL(IEVAB))
KEXIS=0
DO 180 IFRON=1, NFRON
IF(NIKNO.NE.NACVA(IFRON)) GO TO 180

SI YA ESTABA COLOCADO ANTERIORMNETE:

180 KEVAB=KEVAB+1
KEXIS=1
NDEST(KEVAB)=IFRON
CONTINUE
IF (KEXIS.NE.0) GO TO 210

LOS QUE NO ESTABAN COLOCADOS LOS PONEMOS EN UN HUECO
O BIEN LOS PONEMOS AL FINAL AUMENTANDO NFRON

190 DO 190 IFRON =1, MFRON
IF(NACVA(IFRON).NE.0) GO TO 190
NACVA(IFRON)=NIKNO
KEVAB=KEVAB+1
NDEST(KEVAB)=IFRON
GO TO 200
200 CONTINUE
210 IF (NDEST(KEVAB).GT.NFRON) NFRON=NDEST(KEVAB)
CONTINUE

ENSAMBLAMOS EL VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIENTES Y LA MATRIZ
DE COEFICIENTES DEL ELEMENTO

220 DO 240 IEVAB=1,6
IDEST=NDEST(IEVAB)
GLOAD(IDEST)=GLOAD(IDEST)+ELDAD(IEVAB)
DO 220 JEVAB=1,6
JDEST=NDEST(JEVAB)
GSTIF(IDEST,JDEST)=GSTIF(IDEST,JDEST)+ESTIF(IEVAB,JEVAB)
240 CONTINUE
CONTINUE

EXAMINAMOS CADA NODO PARA SABER CUALES PUEDEN SER ELIMINADOS

DO 370 IEVAB=1,6
NIKNO=-LOCEL(IEVAB)
IF(NIKNO.LE.0) GO TO 370
DO 350 IFRON=1, NFRON
IF(NACVA(IFRON).NE.NIKNO) GO TO 350

SI PUEDE SER ELIMINADO:
ALMACENAMOS EL VALOR DE LOS COEFICIENTES DE LA ECUACION Y
PONEMOS CEROS EN EL LUGAR QUE OCUPABA DICHA ECUACION

250 DO 250 JFRON=1, MFRON
EQUAT(JFRON)=GSTIF(IFRON, JFRON)
ALMAC(JFRON)=GSTIF(JFRON, IFRON)
GSTIF(IFRON, JFRON)=0.
GSTIF(JFRON, IFRON)=0.
EQRHS=GLOAD(IFRON)
GLOAD(IFRON)=0.
KELVA=KELVA+1

ESCRIBIMOS LAS ECUACIONES , EL NUMERO DEL PUNTO
Y LA POSICION QUE OCUPABA EN FRON EN EL DISCO 2

WRITE(2) EQUAT, EQRHS, IFRON, NIKNO

PIVOTAMOS LAS ECUACIONES PARA HACER '0' TODA LA COLUMNA 'IFRON'
Y ASI PODER ELIMINAR LA VARIABLE CORRESPONDIENTE
EXTRAEMOS EL PIVOTE Y VEMOS SI LA VARIABLE ES LIBRE O PREFIJA)

PIVOT=EQUAT(IFRON)
EQUAT(IFRON)=0.
ALMAC(IFRON)=0.
IF (IFFIX(NIKNO).EQ.0) GO TO 300

SI EL VALOR DE LA VARIABLE ESTA PREFIJADO

DO 290 JFRON=1, NFRON
290 GLOAD(JFRON)=GLOAD(JFRON)-FIXED(NIKNO)*ALMAC(JFRON)
GO TO 340

SI EL VALOR DE LA VARIABLE ES LIBRE

300 DO 330 JFRON=1, NFRON
GLOAD(JFRON)=GLOAD(JFRON)-ALMAC(JFRON)*EQRHS/PIVOT
DO 330 KFRON=1, NFRON
330 GSTIF(JFRON, KFRON)=GSTIF(JFRON, KFRON)-ALMAC(JFRON)*EQUAT(KFRON)/
PIVOT
340 EQUAT(IFRON)=PIVOT
ALMAC(IFRON)=PIVOT

VACIAMOS EL LUGAR QUE OCUPABA EL PUNTO ELIMINADO Y
ACABAMOS EL 'DO' PARA CADA NODO Y PARA CADA ELEMENTO
SI HEMOS ELIMINADO EL PUNTO QUE OCUPABA UN EXTREMO REDUCIMOS
NFRON

NACVA(IFRON)=0
GO TO 360
350 CONTINUE
360 IF(NACVA(NFRON).NE.0) GO TO 370
NFRON=NFRON-1
IF(NFRON.GT.0) GO TO 360
370 CONTINUE
380 CONTINUE
REWIND 1
DO 390 IELEM=1, NELEM
DO 390 INODE=1, NNODE
390 LNODS(IELEM, INODE)=IABS(LNODS(IELEM, INODE))

RETURN
END
SUBROUTINE FRONT2
COMMON/ORD/ LNODS(15, 3)
COMMON/ELE/NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON/FIX/ NVFIX, NOFIX(80, 2), IFPRE(80, 2, 2), PRESC(80, 2, 2)
COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(62), FIXED(62)
COMMON /UT/ UT(62), UT1(62), UT2(62), SIGMA(31), SIGMA1(31), SIGMA2(31)
DOUBLE PRECISION VECRV(6), EQUAT(6), PIVOT, EQRHS

* ESTA SUBROUTINA LEE LAS ECUACIONES ESCRITAS EN EL DISCO 2
* EN ORDEN INVERSO AL QUE SE HAN IDO ELIMINANDO Y APOYANDOSE
* EN LOS VALORES DE LAS PRESIONES QUE VA DESPEJANDO VA EN-
* CONTRANDO LOS RESTANTES QUE QUEDAN

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

VECRV(NFRON)= VALOR DE LAS INCOGNITAS YA RESUELTAS QUE
INTERVIENEN EN EL DESPEJE DE LA QUE SE TRATE
UT1(IEVAB)= SOLUCIONES DEL POBLEMA

DO 382 IFRON=1, MFRON
382 VECRV(IFRON)=0.

LEEMOS LAS ECUACIONES EN ORDEN INVERSO AL QUE LAS HEMOS
ALMACENADO EN EL DISCO 2

DO 410 IELVA=1, KELVA
LELVA=KELVA-IELVA+1
BACKSPACE 2
READ(2) EQUAT, EQRHS, IFRON, NIKNO
BACKSPACE 2

SUSTITUIMOS

PIVOT=EQUAT(IFRON)
IF(IFFIX(NIKNO).EQ.1) VECRV(IFRON)=FIXED(NIKNO)
IF(IFFIX(NIKNO).EQ.0) EQUAT(IFRON)=0.
DO 400 JFRON=1, MFRON
400 EQRHS=EQRHS-VECRV(JFRON)*EQUAT(JFRON)

DESPEJAMOS LA INCOGNITA

IF(IFFIX(NIKNO).EQ.0) VECRV(IFRON)=EQRHS/PIVOT
IF(IFFIX(NIKNO).EQ.1) FIXED(NIKNO)=-EQRHS
UT1(NIKNO)=VECRV(IFRON)
410 CONTINUE
RETURN
END

SUBROUTINE PRENOV
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(110, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
COMMON/ELE/NELEM, MELEM, NNODE, NPOIN, MPOIN, NCARI, NPOI1
COMMON/DAT/PESPW, HENRY, G, BETA, VISA, CW, PESPP
COMMON /UT/ UT(62), UT1(62), UT2(62), SIGMA(31), SIGMA1(31), SIGMA2(31)
COMMON /PES/ GAMMA(31), PESIN(31)
COMMON /PRO/ PORO(31), DPPOR(31), DSPOR(31), SATU(31), DPSAT(31), DSS1(31), AKA(31), AKW(31), DTSIG(31)
COMMON/COORD/ COORD(31)
DO 10 IPOIN=1, NPOIN
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
PA=UT1(IEVAB)
PW=UT1(JEVAB)
X=SIGMA1(IPOIN)-PA
Y=PA-PW
CALL SATUR(X, Y, S, DXS, DYS)
CALL POROS(X, Y, POR, DXP, DYP)
GAMMA(IPOIN)=(1-POR)*PESPP+POR*S*PESPW
SATU(IPOIN)=S
DPSAT(IPOIN)=DXS
DSSAT(IPOIN)=DYS
PORO(IPOIN)=POR
DPPOR(IPOIN)=DXP
10 DSPOR(IPOIN)=DYP
PESO=SIGMA1(NPOIN)
DO 1 JPOIN=2, NPOIN
IPOIN=NPOIN-JPOIN+1
PESO=PESO+(GAMMA(IPOIN+1)+GAMMA(IPOIN))*(COORD(IPOIN+1)-COORD(IPOIN))*0.5
1 SIGMA1(IPOIN)=PESO
73 RETURN


```

SUBROUTINE PROPE(IPOIN)
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(3
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /UT/ UT(62),UT1(62),UT2(62),SIGMA(31),SIGMA1(31),SIGMA2(31)
COMMON /PRO/ PORO(31),DPPOR(31),DSPOR(31),SATU(31),DPSAT(31),DSSA
1(31),AKA(31),AKW(31),DTSIG(31)
COMMON/AKAW/ AA,BA,AW,BW
COMMON/DAT/PESPW,HENRY,G,BETA,VISA,CW,PESPP
COMMON/EVOL/IEVOL(27),IPERF(80)
COMMON/INCRE/TINCR,TINC1,TINC2,TILOG,ITTEM,INOVT
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
PA=UT1(IEVAB)
PW=UT1(JEVAB)
X=SIGMA1(IPOIN)-PA
Y=PA-PW
CALL POROS(X,Y,POR,DX,DY)
DPPOR(IPOIN)=DX
DSPOR(IPOIN)=DY

CALL SATUR(X,Y,S,DX,DY)
DPSAT(IPOIN)=DX
DSSAT(IPOIN)=DY

```

C
C
C
CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE

```

POR=PORO(IPOIN)
S=SATU(IPOIN)
R=(POR/(1.-POR))*(1.-S)
AKK=(R**AA)*BA
AKA(IPOIN)=AKK*BETA*PA*G/VISA

```

C
C
C
CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA

```

CALL PERMW(S,POR,WK,DSWK)
AKW(IPOIN)=WK
LNODE=IPOIN
IF((IPERF(ITTEM).EQ.0).AND.(IEVOL(IPOIN).EQ.0)) GO TO 73
WRITE(6,100) (LNODE,PW,PA,X,Y,PORO(LNODE),DPPOR(LNODE),DSPOR(LNODE)
1),SATU(LNODE),DPSAT(LNODE),DSSAT(LNODE),SIGMA1(LNODE),AKA(LNODE),
2KW(LNODE))
100 FORMAT(
1 IX,'P',I5,IX,'W',E10.4,IX,'A',E10.4,IX,'X',
E10.4,IX,'Y',E10.4,IX,'N',E10.4,IX,'D'
2E11.4,IX,'D',E11.4,IX,'S',E11.4,IX,'D',E11.4,IX,'T
3,E11.4,/,IX,'S',E11.4,IX,'KA',E11.4,IX,
4KW',E10.4)
73 RETURN
END

```

```

$ALLOCATE 10000
$IFT ABORT FINAL
$EXECUTE CATALOG
A1 5=DATOSC
A2 6=SLO,4000
A3 1=DM,50,U
A3 2=DM,50,U
A3 3=DM,50,U
CATALOG ECAMITL NOM
$IFT ABORT FINAL
$DEFNAME FINAL
$EOJ
$$

```

LISTADO DEL PROGRAMA EMPLEADO PARA RESOLVER EL CASO
DE SATURACION DEL SUELO CON DEFORMACION IMPEDIDA
EN LOS BORDES.



\$JOB INFLA ECAMINEA SLOF=SORTIDA

#SELECTF FORT77NL

```
COMMON /SPLIN/ N TIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(
110, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
COMMON /ORD/ LNODS(10, 3)
COMMON /COOR/ COORD(21)
COMMON /INIC/ PAI(21), PWI(21)
COMMON /AKAW/ AA, BA, AW, BW
COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, VISA
COMMON /APRO/ MAXIT, APRXA, APRXW
COMMON /TIEM/ TIEMP(30), CARGA(30), NTIEM
COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)
COMMON /FIX/ NVFIX, NOFIX(3), IFPRE(30, 3, 2), PRESC(30, 3, 2)
COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(3), IFFLU(30, 3, 2), FLUJO(30, 3, 2)
CALL DATOS
CALL SPDAT
CALL SPLIN1
CALL SPLINO
CALL CLAVE
STOP
END
```

SUBROUTINE DATOS

```
COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
COMMON /ORD/ LNODS(10, 3)
COMMON /COOR/ COORD(21)
COMMON /AKAW/ AA, BA, AW, BW
COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, VISA
COMMON /INIC/ PAI(21), PWI(21)
COMMON /APRO/ MAXIT, APRXA, APRXW
COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)
COMMON /TIEM/ TIEMP(30), CARGA(30), NTIEM
COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(3), IFFLU(30, 3, 2), FLUJO(30, 3, 2)
COMMON /FIX/ NVFIX, NOFIX(3), IFPRE(30, 3, 2), PRESC(30, 3, 2)
```

SUBROUTINA QUE LEE TODOS LOS DATOS NECESARIOS PARA EL PROGRAMA

LECTURA DE LAS CARECTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS

```
READ (5, 701) NELEM, NNODE, NPOIN, NGAUS, NVFIX, NCONT, NTIEM
WRITE (6, 702) NELEM, NNODE, NPOIN, NGAUS, NVFIX, NCONT, NTIEM
WRITE (6, 703)
701 FORMAT (7I5)
702 FORMAT (1H1, 5(/), 2(50X, 24(1H*), /), 50X, 2H**, ' DATOS DE ENTRADA '
1H**, /, 2(50X, 24(1H*), /), 5(/), 45X, 'NUMERO DE ELEMENTOS=', I5, /, 45X
2NUMERO DE NODOS POR ELEMENTO=', I5, /, 45X, 'NUMERO TOTAL DE PUNTOS
3, I5, /, 45X, 'PUNTOS DE INTEGRACION POR GAUSS=', I5, /, 45X, 'PUNTOS
4L CONTORNO CON PRESIONES PREFIJADAS=', I5, /, 45X, 'PUNTOS DEL CONT
5NO CON FLUJOS PREFIJADOS=', I5, /, 45X, 'NUMERO DE INSTANTES DE TIEM
6=', I5, 10(/))
703 FORMAT (1H1, 10(/), 35X, 'ELEMENTO', 15X, 'ORDENACION DE LOS NODOS', /
```

NUMERACION DE LOS NODOS DE CADA ELEMENTO

```
DO 100 IELEM=1, NELEM
100 READ(5, 704) NUMEL, (LNODS(NUMEL, INODE), INODE=1, NNODE)
DO 200 IELEM=1, NELEM
200 WRITE(6, 705) IELEM, (LNODS(IELEM, INODE), INODE=1, NNODE)
704 FORMAT(4I5)
705 FORMAT(29X, I5, 20X, 3I5, /)
```

VALOR DE LAS COORDENADAS

```
DO 300 IPOIN=1, NPOIN
300 COORD(IPOIN)=0.
400 READ(5, 706) IPOIN, COORD(IPOIN)
IF(IPOIN.NE.NPOIN) GO TO 400
CALL NODEX
WRITE(6, 707)
DO 500 IPOIN=1, NPOIN
500 WRITE(6, 708) IPOIN, COORD(IPOIN)
706 FORMAT (I5, F10. 5)
707 FORMAT(1H1, 10(/), 50X, 'COORDENADAS', /, 20X, 'PUNTO', 10X, ' X (EN ME
20S)', /, /)
708 FORMAT(20X, I4, 10X, F10. 5, /)
```

VALOR DEL TIEMPO EN CADA ESCALON

```

WRITE(6,709)
DO 700 ITIEM=1,NTIEM
READ(5,710) TIEMP(ITIEM)
600 WRITE(6,711) ITIEM,TIEMP(ITIEM)
709 FORMAT(1H1,10(/),50X,'ESCALONES DE TIEMPO',//,20X,'INSTANTE',9X,
'VALOR DEL TIEMPO', '(EN SEGUNDOS)',//)
710 FORMAT (F15.5)
711 FORMAT (20X,15,15X,F15.5,/)

```

VALOR DE LA APROXIMACION EN LAS ITERACIONES Y NUMERO MAXIMO DE ITERACIONES EN CADA ESCALON

```

READ (5,712) APRXA, APRXW, MAXIT
WRITE(6,713) APRXA, APRXW, MAXIT
712 FORMAT(2F10.5,15)
713 FORMAT (10(/),30X,'VALOR DE LAS APROXIMACIONES EN LAS ITERACIONES',
1, //, 10X, 'APROXIMACION PARA "PA"=', F10.5, 'N/M**2', 10X, 'APROXIMACION',
2 PARA "PW" =', F10.5, 'N/M**2', //, 30X, 'NUMERO MAXIMO DE ITERACIONES',
3 POR ESCALON =', 15, //)

```

LECTURA DE LAS CONSTANTES FISICAS DE PROBLEMA

```

READ(5,714) G, HENRY, BETA, PESPW, VISA
WRITE(6,715) G, HENRY, BETA, PESPW, VISA
714 FORMAT (F10.5,2E14.8,F10.5,E14.8)
715 FORMAT (1H1,10(/),30X,'CONSTANTES FISICAS DEL PROBLEMA',//,10X,
'VELOCIDAD DE LA GRAVEDAD=',F10.5, ' M/SEG**2', //, 10X, 'CONSTANTE',
2E HENRY=', E14.8, //, 10X, 'COMPRESIBILIDAD DEL AIRE=', E14.8, 'SEG**2',
3**2', //, 10X, 'PESO ESPECIFICO DEL AGUA=', F10.2, 'N/M**3', //, 10X, 'V',
4COSIDAD DEL AIRE=', E14.8, 'N*SEG/M**2', //)

```

PARAMETROS PARA CALCULAR LAS PERMEABILIDADES DEL AIRE (AA, BA) Y DEL AGUA(AW, BW)

```

READ (5,813) AA, BA, AW, BW
WRITE (6,814) AA, BA, AW, BW
813 FORMAT (4E14.8)
814 FORMAT (10(/),10X,'PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA PERMEABILIDAD',
1DEL AIRE Y DEL AGUA', //, 10X, 'AA=', E14.8, 5X, 'BA=', E14.8, 5X, 'AW=', E',
2.8, 5X, 'BW=', E14.8, //, 10X, 'WK=WK(S)*BW*(AW**E)', 20X, 'AK=G*BETA*P',
3(E*(1-S))**AA*BA/VICOSIDAD')

```

LECTURA DE LAS CONDICIONES INICIALES (PRIMER INSTANTE)

```

WRITE (6,716)
DO 700 IPOIN=1,NPOIN
READ(5,717) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
700 WRITE(6,718) IPOIN,PAI(IPOIN),PWI(IPOIN)
716 FORMAT(1H1,10(/),50X,'CONDICIONES INICIALES',//,20X,'PUNTO',10X,
'PRESION DEL AIRE (N/M**2)', //, 10X, 'PRESION DEL AGUA (N/M**2)', //)
717 FORMAT (15,2F20.6)
718 FORMAT (20X,15,10X,F12.4,22X,F12.4)

```

LECTURA DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO PUNTOS CON PRESIONES FIJADAS

```

IF(NVFIX.EQ.0) GO TO 555
WRITE (6,719)
DO 800 ITIEM=2,NTIEM
WRITE (6,720) ITIEM
DO 800 IVFIX=1,NVFIX
READ (5,721) NOFIX(IVFIX), (IFPRE(ITIEM,IVFIX,IGRDL),IGRDL=1,2), (
1ESC(ITIEM,IVFIX,IGRDL), IGRDL=1,2)
800 WRITE(6,722) NOFIX(IVFIX), (IFPRE(ITIEM,IVFIX,IGRDL), IGRDL=1,2), (
1ESC(ITIEM,IVFIX,IGRDL), IGRDL=1,2)
719 FORMAT (1H1,10(/),30X,'CONDICIONES DE CONTORNO -(PUNTOS CON PRES',
2IONES PREFIJADAS)', //, 45X, 'PUNTO', 10X, 'CODIGO', 5X, 'VALORES DE LAS',
2PRESIONES FIJADAS EN N/M**2', //)
720 FORMAT(3(/),10X,'INSTANTE DE TIEMPO=',15,//)
721 FORMAT (15,2I1,2F12.4)
722 FORMAT(45X,15,10X,2I2,10X,2F15.4)

```

LECTURA DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO EN LAS QUE SE FIJAN LOS FLUJOS DE AIRE O AGUA

```

555 IF (NCONT.EQ.0) GO TO 999
WRITE(6,723)
DO 900 ITIEM=2,NTIEM
JESCA=ITIEM-1

```



```
WEIGP(1)=1.  
GO TO 20
```

```
INTEGRACION CON TRES PUNTOS  
*****
```

```
10 POSGP(1)=-0.774596669241483  
   POSGP(2)=0.  
   WEIGP(1)=0.5555555555555556  
   WEIGP(2)=0.88888888888889
```

```
CALCULO DE LAS RAICES SIMETRICAS  
*****
```

```
20 KGAUS=NGAUS/2  
   DO 30 IGASH=1, KGAUS  
     JGASH=NGAUS+1-IGASH  
     POSGP(JGASH)=-POSGP(IGASH)  
30 WEIGP(JGASH)=WEIGP(IGASH)  
   RETURN  
   END
```

```
SUBROUTINE SPLIN2(ITIPO, IDIRE, ZPBAS, DDBAS)  
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(  
110, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)  
DIMENSION ZPBAS(10), D(10), U(10), DDBAS(10)
```

```
SUBROUTINA QUE DADO EL VALOR DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN LOS  
PUNTOS BASE CALCULA LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA PARA HALLAR  
LOS MOMENTOS Y CON LOS YA CALCULADOS EN SPLINI CALCULA DICHS  
MOMENTOS RESOLVIENDO EL SISTEMA
```

```
SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES
```

```
ZPBAS(ISITU)=VALORES DE LA FUNCION ITIPO EN LOS PUNTOS  
BASE SEGUN LA DIRECCION IDIRE.  
DDBAS(ISITU)=VALOR DE LOS MOMENTOS EN DICHS PUNTOS  
D, U= CONSTANTES INTERMEDIAS QUE DEPENDEN DE LOS VALORES  
DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN LOS PUNTOS BASE
```

```
CALCULO DE LAS VARIABLES INTERMEDIAS
```

```
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)-1  
DO 1 ISITU=2, NMAX  
DD=((ZPBAS(ISITU+1)-ZPBAS(ISITU))/H(ITIPO, ISITU, IDIRE))-((ZPBAS(  
110, 2)-ZPBAS(ISITU-1))/H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))  
1 D(ISITU)=DD*6./H(ITIPO, ISITU, IDIRE)+H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE)  
   UU=0.  
   NMAX=N(ITIPO, IDIRE)  
   D(1)=0.  
   D(NMAX)=0.
```

```
CALCULO DE LOS MOMENTOS
```

```
DO 2 ISITU=1, NMAX  
IF (ISITU.NE.1) UU=U(ISITU-1)  
2 U(ISITU)=(D(ISITU)-A(ITIPO, ISITU, IDIRE)*UU)/P(ITIPO, ISITU, IDIRE)  
   DDBAS(NMAX)=U(NMAX)  
   DO 3 ISITU=2, NMAX  
     KSITU=NMAX-ISITU+1  
3 DDBAS(KSITU)=Q(ITIPO, KSITU, IDIRE)*DDBAS(KSITU-1)+U(KSITU)  
   RETURN  
   END  
SUBROUTINE SPDAT  
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(  
110, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)  
   READ (5, 900) NTIPO  
900 FORMAT (I5)
```

```
LECTURA DE LAS COORDENADAS DE LOS PUNTOS BASE Y DEL VALOR
```

DE LAS FUNCIONES EN DICHS PUNTOS

```

C
C
C
901 READ (5,901) ((N(ITIPO, IDIRE), IDIRE=1, 2), ITIPO=1, NTIPO)
FORMAT (8I5)
DO 1 ITIPO=1, NTIPO
DO 2 IDIRE=1, 2
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
IF (NMAX.EQ.1) GO TO 3
DO 2 ISITU=1, NMAX
2 READ(5,902) PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)
3 NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
DO 4 JSITU=1, NX
DO 4 JSITU=1, NY
4 READ (5,902) ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)
1 CONTINUE
902 FORMAT (F11.4)

```

ESCRITURA DE LOS DATOS

```

C
C
C
C
C
903 WRITE (6,903)
FORMAT (1H1, 10(/), 10X, 'PUNTOS BASE PARA LA INTERPOLACION')
DO 5 ITIPO=1, NTIPO
IF(ITIPO.EQ.1) WRITE(6,801)
IF(ITIPO.EQ.2) WRITE(6,802)
IF(ITIPO.EQ.3) WRITE(6,803)
801 FORMAT(10(/), 10X, 'GRADO DE SATURACION EN FUNCION DE SIGMA=PA (=X
1 Y DE PA-PW (=Y)', /)
802 FORMAT (10(/), 10X, ' POROSIDAD EN FUNCION DE SIGMA-PA (=X) Y DE',
1 PA-PW (=Y)', /)
803 FORMAT (10(/), 10X, 'PERMEABILIDAD RELATIVA DEL AGUA EN FUNCION DE
1 GRADO DE SATURACION', /)
NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
IF (N(ITIPO, 2).EQ.1) GO TO 6

```

DOS DIRECCIONES

```

C
C
C
C
905 WRITE (6,905) (PCOOR(ITIPO, ISITU, 1), ISITU=1, NX)
FORMAT (5(/), 10X, 'X', 10X, 7F11.4)
WRITE (6,909)
909 FORMAT (//, 9X, 'Y', 10X, '*', /, 20X, '*', /)
DO 7 ISITU=1, NY
7 WRITE (6,906) PCOOR (ITIPO, ISITU, 2), (ZXYBA(ITIPO, KSITU, ISITU), KS
1 U=1, NX)
906 FORMAT (9X, F11.4, '*', 7F11.4, /, 20X, '*')
GO TO 5

```

UNA DIRECCION

```

C
C
C
C
C
6 WRITE (6,907)
907 FORMAT(5(/), 30X, 'S', 5X, '*', 5X, 'E(S)', /, 36X, '*')
DO 52 ISITU=1, NX
52 WRITE (6,908) PCOOR (ITIPO, ISITU, 1), ZXYBA(ITIPO, ISITU, 1)
908 FORMAT (22X, F10.5, 4X, '*', F10.5, /, 36X, '*')
5 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE SPLINI
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(
1 10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
DIMENSION C(3, 10, 2)

```

```

C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
SUBROUTINA QUE CALCULA LAS VARIABLES INTERMEDIAS NECESARIAS
PARA EL CALCULO DE LOS MOMENTOS EN CADA PUNTO BASE Y QUE
NO DEPENDEN DEL VALOR DE LA FUNCION A INTERPOLAR EN ESE
PUNTO BASE.
SIRVEN PARA TODAS LAS FUNCIONES QUE RESULTAN AL SECCIONAR
UNA FUNCION DE DOS VARIABLES POR PLANOS PARALELOS CON IGUAL
DISTRIBUCION DE SUS PUNTOS BASE

```

LAS VARIABLES INTERMEDIAS SON H, C, A, P, Q

```

DO 1 ITIPO=1,NTIPO
DO 1 IDIRE=1,2
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)-1
IF (NMAX.EQ.0) GO TO 1
DO 2 ISITU=1,NMAX
2 H(ITIPO, ISITU, IDIRE)=PCOOR(ITIPO, ISITU+1, IDIRE)-PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)
DO 3 ISITU =2, NMAX
C(ITIPO, ISITU, IDIRE)=H(ITIPO, ISITU, IDIRE)/(H(ITIPO, ISITU, IDIRE)+H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE))
3 A(ITIPO, ISITU, IDIRE)=1.-C(ITIPO, ISITU, IDIRE)
C(ITIPO, 1, IDIRE)=-1.
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
A(ITIPO, NMAX, IDIRE)=-1.
QG=0.
DO 4 ISITU=1, NMAX
IF (ISITU.NE.1) QG=Q(ITIPO, ISITU-1, IDIRE)
P(ITIPO, ISITU, IDIRE)=A(ITIPO, ISITU, IDIRE)*QG+2.
4 Q(ITIPO, ISITU, IDIRE)=-C(ITIPO, ISITU, IDIRE)/P(ITIPO, ISITU, IDIRE)
1 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE SPLINO
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(3, 10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
DIMENSION ZPBAS(10), DDBAS(10)

```

SUBROUTINA QUE CALCULA LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'Y'
EN CADA PUNTO BASE DE LAS FUNCIONES DE DOS VARIABLES PARA
ALMACENARLOS Y UTILIZARLOS PARA INTERPOLAR.
EN LAS FUNCIONES DE UNA VARIABLE HALLA LOS MOMENTOS SEGUN
LA DIRECCION 'X'.

SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES

NTIPO= NUMERO DE FUNCIONES DISTINTAS A INTERPOLAR
N(ITIPO, IDIRE)= NUMERO DE PUNTOS BASE SEGUN LA DIRECCION
'IDIRE' DE LA FUNCION 'ITIPO'
PCOOR(ITIPO, ISITU, IDIRE)=COORDENADAS DEL PUNTO BASE ISITU
SEGUN LA DIRECCION IDIRE DE LA FUNCION ITIPO
ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)= VALOR DE LA FUNCION ITIPO EN
EL PUNTO (ISITU, JSITU).
DDMOB(ITIPO, ISITU, JSITU)= VALOR DEL MOMENTO SEGUN LA DI-
RECCION 'Y' EN EL PUNTO BASE (ISITU, JSITU). EN LAS
FUNCIONES DE UNA VARIABLE JSITU=1

```

DO 8 ITIPO=1,NTIPO
NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
IF (NY.EQ.1) GO TO 9

```

CALCULO DE LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'Y' PARA
FUNCIONES DE DOS VARIABLES

```

DO 10 ISITU=1, NX
DO 11 JSITU=1, NY
11 ZPBAS(JSITU)=ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)
CALL SPLIN2(ITIPO, 2, ZPBAS, DDBAS)
DO 12 JSITU=1, NY
12 DDMOB(ITIPO, ISITU, JSITU)=DDBAS(JSITU)
10 CONTINUE
GO TO 8

```

CALCULO DE LOS MOMENTOS SEGUN LA DIRECCION 'X' PARA
FUNCIONES DE UNA VARIABLE

```

9 DO 13 ISITU=1, NX
13 ZPBAS(ISITU)=ZXYBA(ITIPO, ISITU, 1)
CALL SPLIN2(ITIPO, 1, ZPBAS, DDBAS)
DO 14 ISITU=1, NX
14 DDMOB(ITIPO, ISITU, 1)=DDBAS(ISITU)
8 CONTINUE

```

```

RETURN
END
SUBROUTINE CLAVE
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN,IEVOL(21),ISOCR(30)
COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
COMMON /COOR/ COORD(21)
COMMON /GAU/ NGAUS,POSGP(3),WEIGP(3)
COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA
COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
COMMON /INCRE/ TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM
COMMON /UTA/ UTA1(42),UTA2(42)
COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
COMMON /INIC/ PAI(21),PWI(21)
COMMON /APRO/ MAXIT,APRXA,APRXW
COMMON /FIX/ NVFIX,NOFIX(3),IFPRE(30,3,2),PRESC(30,3,2)
COMMON /FLU/ NCONT,NOFLU(3),IFFLU(30,3,2),FLUJO(30,3,2)
COMMON /ESC/ IESCR,INICI
COMMON /DEFO/ PORV(21)
COMMON /CARV/ SIGMV
DIMENSION UTV(42)
NPOI2=2*NPOIN
ITIEM=1
INICI=1

```

```

C
C
C      SE PARTE DE LAS CONDICIONES INICIALES

```

```

DO 10 IPOIN=1,NPOIN
  DO 10 IGRDL=1,2
  IEVAB=2*(IPOIN-1)+IGRDL
  IF (IGRDL.EQ.1) UT(IEVAB)=PAI(IPOIN)
  IF (IGRDL.EQ.2) UT(IEVAB)=PWI(IPOIN)
10 CONTINUE

```

```

C
C
C      PARA CADA ESCALON DE TIEMPO SE ESTIMA UNA PRIMERA APROXIMACION
C      PARA EMPEZAR LAS ITERACIONES Y SE INTRODUCEN LAS CONDICIONES
C      DE CONTORNO DEBIDAS A LA FIJACION DE FLUJOS

```

```

20 ITERA=0
  IESCR=0
  ITIEM=ITIEM+1
  IF(NCONT.EQ.0) GO TO 25
  IF(ITIEM.NE.2) REWIND 3
  CALL CONTOR(ITIEM)
25 CALL ESTIMA
  SIGMA=(CARGA(ITIEM)+CARGA(ITIEM-1))/2.

```

```

C
C
C      EN CADA ITERACION SE ALMACENA EL VALOR DE LA ITERACION ANTERIOR
30 ITERA=ITERA+1
  DO 40 IPOIN=1,NPOIN
  JEVAB=2*IPOIN
  IEVAB=JEVAB-1
  UTV(IEVAB)=UT1(IEVAB)
  UTV(JEVAB)=UT1(JEVAB)
40 CONTINUE

```

```

C
C
C      SE PLANTEA EL SISTEMA EN "CALCUL" Y SE RESUELVE EN "SYSTEM"

```

```

45 CALL CALCUL
  IF(IESCR.EQ.1) GO TO 90
  CALL SYSTEM (ITIEM)

```

```

C
C
C      COMPROBACION DE LA CONVERGENCIA

```

```

753 NCONV=0
  CALL CARGAN(ITIEM)
  DO 60 IPOIN=1,NPOIN
  DO 60 IGRDL=1,2
  IEVAB=2*(IPOIN-1)+IGRDL
  IF(IGRDL.EQ.1.AND.ABS(UT1(IEVAB)-UTV(IEVAB)).LT.APRXA) NCONV=NCONV+1
  IF(IGRDL.EQ.2.AND.ABS(UT1(IEVAB)-UTV(IEVAB)).LT.APRXW) NCONV=NCONV+1
60 CONTINUE
  NPOIS=NPOI2+1

```

```

IF (ABS(CARGA(ITIEM)-SIGMV).LT.APRXA) NCONV=NCONV+1
IF ((ITERA.EQ.MAXIT).OR.(NCONV.EQ.NPOIS)) WRITE(6,106) ITIEM,ITER,
1 NCONV
106 FORMAT(      5X,'TIEMPO',15,2X,'ITERACION',15,2X,'PRESIONES QUE C
1 VERGEN',15)
IF (ITERA.EQ.MAXIT) GO TO 70
IF (NCONV.LT.NPOIS) GO TO 30
70 WRITE(6,107) ITIEM,TIEMP(ITIEM)
107 FORMAT(      10X,'RESULTADO EN EL INSTANTE',15,5X,'TIEMPO',F1
13,'SEG',/,      10X,'PUNTO',10X,'PRESION DEL AIRE (N/M**2)',10X,'PR
2 ION DEL AGUA (N/M**2)')
DO 80 IPOIN=1,NPOIN
JEVAB=2*IPOIN
IEVAB=JEVAB-1
80 WRITE(6,108) IPOIN,UT1(IEVAB),UT1(JEVAB)
108 FORMAT (      10X,15,2(10X,F20.3) )
IESCR=1
IF(ITERA.EQ.MAXIT) STOP
GO TO 45
90 IF(ITIEM.LT.NTIEM) GO TO 20
RETURN
END
SUBROUTINE ESTIMA
COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN,IEVOL(21),ISOCR(30)
COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
COMMON /INCR/ TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM
COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
COMMON / UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
COMMON /UTA/ UTA1(42),UTA2(42)
ITEM1=ITIEM-1
ITEM2=ITIEM-2
ITEM3=ITIEM-3
NPOI2=2*NPOIN
IF (ITIEM-3) 21,22,22

```

ESTIMACION PARA EL SEGUNDO INSTANTE

```

21 CONTINUE
CARGA(ITIEM)=CARGA(ITEM1)
TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITEM1))/TINCR
DO 31 IEVAB=1,NPOI2
31 UT1(IEVAB)=UT(IEVAB)
GO TO 300

```

ESTIMACION PARA EL TERCER INSTANTE

```

22 CONTINUE
TINC1=TINCR
TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
AZ=TINCR/TINC1
CARGA(ITIEM)=CARGA(ITEM1)+AZ*(CARGA(ITEM1)-CARGA(ITEM2))
DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITEM1))/TINCR
DO 32 IEVAB=1,NPOI2
UTA1(IEVAB)=UT(IEVAB)
UT(IEVAB)=UT1(IEVAB)
32 UT1(IEVAB)=UT(IEVAB)+(AZ*(UT(IEVAB)-UTA1(IEVAB)))
GO TO 300

```

ESTIMACION PARA LOS INSTANTES POSTERIORES AL TERCERO

```

23 CONTINUE
IF (ITIEM.GT.4) GO TO 84
TILOG=ALOG(TIEMP(3))-ALOG(TIEMP(2))
TINC1=ALOG(TIEMP(2))
IF (TIEMP(1).GT.0) TINC1=TINC1-ALOG(TIEMP(1))
84 TINC2=TINC1
TINC1=TILOG
TILOG=ALOG(TIEMP(ITIEM))-ALOG(TIEMP(ITEM1))
TINCR=TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITEM1)
AZ=((TILOG+TINC1)*TILOG)/(TINC2*(TINC1+TINC2))
BZ=((TILOG+TINC1+TINC2)*TILOG)/(TINC1*TINC2)
CZ=((TILOG+TINC1+TINC2)*(TILOG+TINC1))/((TINC1+TINC2)*TINC1)
CARGA(ITIEM)=AZ*CARGA(ITEM3)+BZ*CARGA(ITEM2)+CZ*CARGA(ITEM1)
DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITEM1))/TINCR
DO 33 IEVAB=1,NPOI2
UTA2(IEVAB)=UTA1(IEVAB)
UTA1(IEVAB)=UT(IEVAB)
UT(IEVAB)=UT1(IEVAB)

```

```

33 UT1(IEVAB)=AZ*UTA2(IEVAB)-BZ*UTA1(IEVAB)+CZ*UT(IEVAB)
300 RETURN
END
SUBROUTINE CALCUL
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN,IEVOL(21),ISOGR(30)
COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
COMMON /GAU/ NGAUS,POSGP(3),WEIGP(3)
COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
COMMON /COOR/ COORD(21)
COMMON /PRO/ PORO(21),DPPOR(21),DSPOR(21),SATU(21),DPSAT(21),DSSA
121),AKA(21),AKW(21)
COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA
COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
COMMON /INCR/ TINC1,TINC2,TILOG,ITIEM
COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
COMMON /FLU/ NCONT,NOFLU(3),IFFLU(30,3,2),FLUJO(30,3,2)
COMMON /ESC/ IESCR,INICI
COMMON /DEFO/ PORV(21)
COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
CALL PROPE(ITIEM)
IF(IESCR.EQ.1) GO TO 1
CALL COEF
1 RETURN
END
SUBROUTINE PROPE(ITIEM)

```

```

SUBROUTINA QU E CALCULA LAS CONSTANTES EN CADA NODO EN FUNCION
DE LAS SOLUCIONES DE LA ITERACION ANTERIOR

```

```

COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /ELE/ NELEM,NNODE,NPOIN,IEVOL(21),ISOGR(30)
COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
COMMON /DAT/ PESPW,HENRY,G,BETA,VISA
COMMON /SIG/ SIGMA,DTSIG
COMMON /PRO/ PORO(21),DPPOR(21),DSPOR(21),SATU(21),DPSAT(21),DSSA
121),AKA(21),AKW(21)
COMMON /UT/ UT(42),UT1(42),UT2(42)
COMMON /ESC/ IESCR,INICI
COMMON /DEFO/ PORV(21)
COMMON /COOR/ COORD(21)
COMMON /ORD/ LNODS(10,3)
COMMON /TIEM/ TIEMP(30),CARGA(30),NTIEM
DIMENSION DEFUN(21)

```

```

PARA CADA NODO

```

```

IF(INICI.EQ.1) WRITE(6,98)
98 FORMAT(10(/),30X,'CONDICIONES INICIALES',//)
DO 2 LNODE=1,NPOIN

```

```

ALMACENAMIENTO DE PW Y PA

```

```

DO 3 IGRDL=1,2
IEVAB=(LNODE-1)*2+IGRDL
UT2(IEVAB)=(UT(IEVAB)+UT1(IEVAB))/2.
IF(IGRDL.EQ.1) PA=UT2(IEVAB)
IF(IGRDL.EQ.2) PW=UT2(IEVAB)
IF(IESCR.EQ.0) GO TO 3
IF(IGRDL.EQ.1) PA=UT1(IEVAB)
IF(IGRDL.EQ.2) PW=UT1(IEVAB)
3 CONTINUE

```

```

CALCULO DE LA POROSIDAD

```

```

X=SIGMA-PA
IF(IESCR.EQ.1) X=CARGA(ITIEM)-PA
Y=PA-PW
IF(Y.LT.0.) Y=0.
CALL POROS(X,Y,POR,DXPOR,DYPOR)
PORO(LNODE)=POR
DPPOR(LNODE)=DXPOR
DSPOR(LNODE)=DYPOR

```

```

CALCULO DE LA SATURACION

```

```

CALL SATUR(X,Y,S,DXS,DYS)

```

```
SATU(LNODE)=S
DPSAT(LNODE)=DXS
DSSAT(LNODE)=DYS
```

```
C
C
C      CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AIRE
```

```
R=(POR/(1.-POR))*(1.-S)
AKK=(R**AA)*BA
AKA(LNODE)=AKK*BETA*PA*G/VISA
```

```
C
C
C      CALCULO DE LA PERMEABILIDAD DEL AGUA
```

```
CALL PERMW(S,POR,WK,DSWK)
AKW(LNODE)=WK
IF (IESCR.EQ.0.AND.INICI.EQ.0) GO TO 2
IF (INICI.EQ.1) DEFUN(LNODE)=0.
IF (INICI.NE.1) DEFUN(LNODE)=(1-PORV(LNODE))*PORO(LNODE)/(1.-POR
ILNODE))=PORV(LNODE)
IF ((ISOCR(ITIEM).EQ.0).AND.(IEVOL(LNODE).EQ.0)) GO TO 410
WRITE(6,100) (LNODE,PW,PA,X,Y,PORO(LNODE),DPPOR(LNODE),DSPOR(LNO
1),SATU(LNODE),
AKA(LNODE),AKW(LNO
2),DEFUN(LNODE))
100 FORMAT(1X,'P',I3,1X,'W',E10.4,1X,'A',E10.4,1X,'S
1,E10.4,1X,'Y',E10.4,1X,'N',E10.4,/,1X,'D'
2E10.4,1X,'D',E10.4,1X,'S',E09.4,1X,
3'A',E08.3,1X
4W',E08.3,'U',E10.3)
410 IF (INICI.EQ.1) PORV(LNODE)=PORO(LNODE)
2 CONTINUE
IF (INICI.EQ.1.OR.IESCR.EQ.0) GO TO 5
DEFOR=0.
DO 4 IELEM=1,NELEM
LNOD1=LNODS(IELEM,1)
LNOD2=LNODS(IELEM,2)
LNOD3=LNODS(IELEM,3)
4 DEFOR=DEFOR+(DEFUN(LNOD1)+4.*DEFUN(LNOD2)+DEFUN(LNOD3))*(COORD(L
1D2)-COORD(LNOD1))/3.
WRITE(6,101) DEFOR
101 FORMAT(10X,'DEFORMACION TOTAL=',E11.4,' M',/)
5 INICI=0
RETURN
END
SUBROUTINE POROS (X,Y,POR,DXPOR,DYPOR)
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
CALL INTER2(2,X,Y,POR,DXPOR,DYPOR)
RETURN
END
SUBROUTINE SATUR (X,Y,S,DXS,DYS)
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
CALL INTER2(1,X,Y,S,DXS,DYS)
RETURN
END
SUBROUTINE PERMW(S,POR,WK,DXWK)
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
COMMON /AKAW/ AA,BA,AW,BW
DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10)
NMAX=N(3,1)
DO 1 ISITU=1,NMAX
DDMOM(ISITU)=DDMOB(3,ISITU,1)
1 ZPBAS(ISITU)=ZXYBA(3,ISITU,1)
CALL INTER1 (S,3,1,DDMOM,ZPBAS,WKK,DXWK)
EPOR=POR/(1.-POR)
WK=WKK*BW*(AW**EPOR)
RETURN
END
SUBROUTINE INTER1(X,ITIPO,IDIRE,DDMOM,ZPBAS,FX,DFX)
COMMON /SPLIN/ NTIPO,N(3,2),PCOOR(3,10,2),H(3,10,2),A(3,10,2),P(
110,2),Q(3,10,2),ZXYBA(3,10,5),DDMOB(3,10,5)
DIMENSION ZPBAS(10),DDMOM(10)
```

```
C
C
C
C
C      SUBROUTINA QUE DADOS LOS PUNTOS BASE,LOS MOMENTOS Y EL VALOR
DE LA FUNCION EN ESOS PUNTOS BASE CALCULA EL VALOR DE LA FUN-
CION EN EL PUNTO 'X' Y EL VALOR DE SU DERIVADA.
ZPBAS(ISITU)=VALOR DE LA FUNCION EN LOS PUNTOS BASE
DDMOM(ISITU)=VALOR DEL MOMENTO EN LOS PUNTOS BASE
FX=VALOR DE LA FUNCION EN 'X'
```

DFX=VALOR DE AL DERIVADA EN 'X'

```
CC
C
NMAX=N(ITIPO, IDIRE)
XN=PCOOR(ITIPO, NMAX, IDIRE)
X1=PCOOR(ITIPO, 1, IDIRE)
DO 1 JSITU=2, NMAX
IF(X.GT.X1) GO TO 8
X1=PCOOR(ITIPO, 2, IDIRE)
X11=X1
ISITU=2
GO TO 3
8 IF(X.LT.XN) GO TO 9
X1=XN
X11=PCOOR(ITIPO, NMAX-1, IDIRE)
ISITU=NMAX
GO TO 3
9 X1=PCOOR(ITIPO, JSITU, IDIRE)
X11=PCOOR(ITIPO, JSITU-1, IDIRE)
ISITU=JSITU
IF(X.GT.X1.OR.X.LT.X11) GO TO 1
3 XJ=X1-X
XJ1=X-X11
YJ=ZPBAS(ISITU)
YJ1=ZPBAS(ISITU-1)
DDJ=DDMOM(ISITU)
DDJ1=DDMOM(ISITU-1)
HJ=H(ITIPO, ISITU-1, IDIRE)
FX=(DDJ1*XJ*XJ*XJ)/(6.*HJ)+(DDJ*XJ1*XJ1*XJ1)/(6.*HJ)+(YJ1-(DD
1 *HJ*HJ/6.))*XJ/HJ+(YJ-(DDJ*HJ*HJ/6.))*XJ1/HJ
DFX=-DDJ1*XJ*XJ/(2.*HJ)+DDJ*XJ1*XJ1/(2.*HJ)+(YJ-YJ1)/HJ-(DDJ-DDJ
1 *HJ/6.
GO TO 2
1 CONTINUE
2 RETURN
END
SUBROUTINE INTER2 (ITIPO, X, Y, Z, ZX, ZY)
COMMON /SPLIN/ NTIPO, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(
110, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
DIMENSION ZPBAS(10), DDMOM(10), DYBAS(10), ZYBAS(10)
```

SUBROUTINA QUE CALCULA EL VALOR DE LA FUNCION DE DOS VARIABLE
Y SUS DERIVADAS PARCIALES EN EL PUNTO (X, Y)

PARA CADA COLUMNA 'ISITU' HALLAMOS EL VALOR DE F(Y, ISITU)
INTERPOLANDO SEGUN LA DIRECCION 'Y'

```
CC
C
NX=N(ITIPO, 1)
NY=N(ITIPO, 2)
DO 1 ISITU=1, NX
DO 2 JSITU=1, NY
DDMOM(JSITU)=DDMOB(ITIPO, ISITU, JSITU)
2 ZPBAS(JSITU)=ZXYBA(ITIPO, ISITU, JSITU)
CALL INTER1 (Y, ITIPO, 2, DDMOM, ZPBAS, FX, DFX)
```

ALMACENAMOS EL VALOR DE LA FUNCION Y SUS DERIVADAS SEGUN 'Y'
EN CADA COLUMNA PARA TOMARLOS COMO PUNTOS BASE PARA LA IN-
TERPOLACION SEGUN 'X'

```
CC
C
ZYBAS(ISITU)=FX
1 DYBAS(ISITU)=DFX
```

HALLAMOS LOS MOMENTOS SEGUN 'X' PARA EL VALOR DE LA FUNCION
CALL SPLIN2 (ITIPO, 1, ZYBAS, DDMOM)

HALLAMOS EL VALOR DE LA FUNCION Y SU DERIVADA SEGUN 'X' EN
EL PUNTO (X, Y)

```
CC
C
CALL INTER1(X, ITIPO, 1, DDMOM, ZYBAS, Z, ZX)
```

HALLAMOS LOS MOMENTOS SEGUN 'X' PARA EL VALOR DE LA DERIVADA
SEGUN 'Y'. INTERPOLANDO HALLAMOS EL VALOR DE LA DERIVADA
SEGUN 'Y' EN EL PUNTO (X, Y)
ZXY SERIA EL VALOR DE LA DERIVADA SEGUNDA CRUZADA DX(DY(F)),

C

```

CALL SPLIN2(ITIPO,1,DYBAS,DDMOM)
CALL INTER1 (X, ITIPO, 1, DDMOM, DYBAS, ZY, ZXY)
RETURN
END
SUBROUTINE COEF
COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
COMMON /DRD/ LNODS(10,3)
COMMON /COORD/ COORD(21)
COMMON /GAU/ NGAUS, POSGP(3), WEIGP(3)
COMMON /SHA/ SHAPE(3), DERIV(3)
COMMON /JAC/ ELCOD(3), GPCOD(3), CARTD(3)
COMMON /PRO/ PORO(21), DPPOR(21), DSPOR(21), SATU(21), DPSAT(21), DSSA
121), AKA(21), AKW(21)
COMMON /DAT/ PESPW, HENRY, G, BETA, VISA
COMMON /SIG/ SIGMA, DTSIG
COMMON /INCR/ TINCR, TINC1, TINC2, TILOG, ITIEM
COMMON /UT/ UT(42), UT1(42), UT2(42)
COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(3), IFFLU(30,3,2), FLUJO(30,3,2)

```

C

C

C

C

```

SUBROUTINE QUE CALCULA LOS COEFICIENTES DEL SISTEMA
DE ECUACIONES Y EL VALOR DE LOS TERMINOS INDEPENDIENTES

```

```

DIMENSION VARIE (11,3), VARIG(11), ELEUT(6), ETMAT(6,6), EKMAT(6,6),
1ATK(2,2), EBVEC(6), DVECT(6), AMATR(6,6), GMATT(2,2)
EQUIVALENCE(VARIG(1), GAUKW), (VARIG(2), GAUKA), (VARIG(3), GAUPA), (V
1IG(4), GAUPW), (VARIG(5), GAPOR), (VARIG(6), GASAT), (VARIG(7), GDPPD),
2ARIG(8), GDSPD), (VARIG(9), GDPSA), (VARIG(10), GDSSA), (VARIG(11), GDT
3)

```

C

C

C

C

```

CALCULO DE LA MATRIZ 'A' Y EL VECTOR 'D' PARA CADA ELEMENTO

```

```

REWIND 3
DO 10 IELEM=1, NELEM
DO 20 INODE=1, NNODE

```

C

C

C

C

```

ALMACENAMIENTO DE LAS PROPIEDADES EN LOS NUDOS

```

```

LNODE=LNODS(IELEM, INODE)
ELCOD(INODE)=COORD(LNODE)
VARIE( 1, INODE)= AKW(LNODE)
VARIE( 2, INODE)= AKA(LNODE)
VARIE( 5, INODE)= PORO(LNODE)
VARIE( 6, INODE)= SATU(LNODE)
VARIE( 7, INODE)= DPPOR(LNODE)
VARIE( 8, INODE)= DSPOR(LNODE)
VARIE( 9, INODE)= DPSAT(LNODE)
VARIE(10, INODE)= DSSAT(LNODE)
VARIE(11, INODE)= DTSIG
DO 21 IGRDL=1,2
IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
JNODE=(LNODE-1)*2+IGRDL
IF(IGRDL.EQ.1) VARIE(3, INODE)=UT2(JNODE)
IF(IGRDL.EQ.2) VARIE(4, INODE)=UT2(JNODE)
21 ELEUT(IEVAB)=UT(JNODE)
20 CONTINUE

```

C

C

C

C

```

INICIALIZAMOS LAS MATRICES

```

```

DO 30 IEVAB=1,6
EBVEC(IEVAB)=0.
DO 30 JEVAB=1,6
ETMAT(IEVAB, JEVAB)=0.
30 EKMAT(IEVAB, JEVAB)=0.
IF (NCONT.EQ.0) GO TO 35

```

C

C

C

C

```

INTRODUCCION DE LAS CONDICIONES DE CONTORNO POR FIJACION
DE FLUJOS

```

```

READ(3) EBVEC

```

C

C

C

C

```

PARA CADA PUNTO DE GAUSS

```

```

35 KGASP=0
DO 40 IGAUS=1, NGAUS
KGASP=KGASP+1
S=POSGP(IGAUS)

```

C

C

```

CALCULAMOS EL VALOR DE LAS FUNCIONES DE INTERPOLACION, SUS DE-

```

RIVADAS Y EL VALOR DEL JACOBIANO

CALL SFUN(S)
CALL JACOB(IELEM, DJACB, KGASP)
DFACT=DJACB*WEIQP(IGAUS)

CALCULAMOS LAS PROPIEDADES EN LOS PUNTOS DE GAUSS

DO 50 IVARI=1, 11
VARIG(IVARI)=0.
DO 50 INODE=1, NNODE
50 VARIG(IVARI)=VARIG(IVARI)+VARIE(IVARI, INODE)*SHAPE(INODE)

CALCULO DE CONSTANTES INTERMEDIAS

AKW1=-DFACT*GAUKW/PESPW
ATA1=-DFACT*(GAPOR*(GDSSA-GDPSA)+GASAT*(GDSP0-GDPPO))
ATW1=DFACT*(GAPOR*GDSSA+GASAT*GDSP0)
A1DZ=DFACT*GAUKW
A1NJ=DFACT*GDTSI*(GAPOR*GDPSA+GASAT*GDPP0)
AKA21=-DFACT*GDTSI*BETA*(GAPOR*(HENRY-1.)*GDPSA+(1.+GASAT*(HENRY
1.))*GDPP0)
AKA22=-DFACT*BETA*(GAUKA+HENRY*GAUKW)
AKA23=-DFACT*GAUKA/G
AKW21=-DFACT*BETA*HENRY*GDTSI*(GAPOR*GDPSA+GASAT*GDPP0)
AKW22=-DFACT*BETA*HENRY*GAUKW
AKW23=-DFACT*BETA*GAUPA*HENRY*GAUKW/PESPW
ATA2=-DFACT*BETA*((1.+GASAT*(HENRY-1.))*(GAUPA*(GDSP0-GDPPO)+GAP
1)+GAUPA*GAPOR*(HENRY-1.))*(GDSSA-GDPSA))
ATW2=-DFACT*BETA*GAUPA*((1.+GASAT*(HENRY-1.))*(-GDSP0)-GAPOR*(HE
1Y-1.))*GDSSA)

CALCULO DE LAS INTEGRALES

DO 60 INODE=1, NNODE
DO 61 IGRDL=1, 2
IF (IGRDL.EQ.2)GO TO 62
IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
61 EBVEC(IEVAB)=EBVEC(IEVAB)+CARTD(INODE)*A1DZ+SHAPE(INODE)*A1NJ
62 DO 60 JNODE=1, NNODE
DIDJE=CARTD(INODE)*CARTD(JNODE)
SHAIJ=SHAPE(INODE)*SHAPE(JNODE)
SIDJE=SHAPE(JNODE)*CARTD(INODE)
GMATK(1, 1)=0.
GMATK(1, 2)=AKW1*DIDJE
GMATK(2, 1)=AKA21*SHAIJ+AKA22*SIDJE+AKA23*DIDJE
GMATK(2, 2)=AKW23*DIDJE
GMATT(1, 1)=ATA1*SHAIJ
GMATT(1, 2)=ATW1*SHAIJ
GMATT(2, 1)=ATA2*SHAIJ
GMATT(2, 2)=ATW2*SHAIJ

FORMACION DE LAS MATRICES K Y T

DO 60 IGRDL=1, 2
DO 60 JGRDL=1, 2
IEVAB=(INODE-1)*2+IGRDL
JEVAB=(JNODE-1)*2+JGRDL
EKMAT(IEVAB, JEVAB)=EKMAT(IEVAB, JEVAB)+GMATK(IGRDL, JGRDL)
ETMAT(IEVAB, JEVAB)=ETMAT(IEVAB, JEVAB)+GMATT(IGRDL, JGRDL)
60 CONTINUE
40 CONTINUE

CALCULO DE LA MATRIZ 'A' Y EL VECTOR 'D'

DO 70 IEVAB=1, 6
DVECT(IEVAB)=EBVEC(IEVAB)
DO 70 JEVAB=1, 6
DVECT(IEVAB)=DVECT(IEVAB)-(0.5*EKMAT(IEVAB, JEVAB)-ETMAT(IEVAB, JE
1B)/TINCR)*ELEUT(JEVAB)
70 AMATR(IEVAB, JEVAB)=0.5*EKMAT(IEVAB, JEVAB)+ETMAT(IEVAB, JEVAB)/TIN
WRITE(1) AMATR, DVECT
10 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE SFUN(S)
COMMON /SHA/ SHAPE(3), DERIV(3)

SUBROUTINA QUE CALCULA LAS FUNCIONES DE INTERPOLACION

```

S2=S*2.
SS=S*S.
SHAPE(1)=(-S+SS)/2.
SHAPE(2)=1.-SS
SHAPE(3)=(S+SS)/2.
DERIV(1)=(-1.+S2)/2.
DERIV(2)=-S2
DERIV(3)=(1.+S2)/2.
RETURN
END

```

SUBROUTINE JACOB (IELEM, DJACB, KGASP)
SUBROUTINA QUE CALCULA LAS DERIVADAS RESPECTO A LAS COORDENADAS
GLOBALES EN FUNCION DE LAS LOCALES Y EL VALOR DEL JACOBIANO

```

COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
COMMON /SHA/ SHAPE(3), DERIV(3)
COMMON /JAC/ ELCOD(3), GPCOD(3), CARTD(3)
DJACB=0.

```

```

DO 10 INODE=1, NNODE
10 GPCOD(KGASP)=GPCOD(KGASP)+SHAPE(INODE)*ELCOD(JNODE)
DO 20 INODE=1, NNODE
20 DJACB=DJACB+DERIV(INODE)*ELCOD(INODE)
IF (DJACB)40, 40, 30
40 WRITE(6, 900) IELEM

```

```

STOP
30 DO 50 INODE=1, NNODE
50 CARTD(INODE)=DERIV(INODE)/DJACB
900 FORMAT (1H1, 10(/), 10X, 'EL PROGRAMA SE HA PARADO PORQUE EN EL ELEMENTO', I5, 7, 10X, 'TIENE LONGITUD MENOR O IGUAL QUE CERO')
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE CONTOR(ITIEM)
COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
COMMON /TIEM/ TIEMP(30), CARGA(30), NTIEM
COMMON /FLU/ NCONT, NOFLU(3), IFFLU(30, 3, 2), FLUJO(30, 3, 2)
COMMON /ORD/ LNODS(10, 3)
DIMENSION AVECT(6)

```

SUBROUTINA QUE INCORPORA LAS CONDICIONES DE CONTORNO DEBIDAS A LA FIJACION DE LA VELOCIDAD DEL AGUA O DEL FLUJO MASICO DEL AIRE

```

JESCA=ITIEM-1
TEMPO=(TIEMP(ITIEM)+TIEMP(ITIEM-1))/2.

```

PARA CADA ELEMENTO:

```

DO 10 IELEM=1, NELEM
DO 11 IEVAB=1, 6
11 AVECT(IEVAB)=0.

```

NODO A NODO SE COMPRUEBA SI SE HA FIJADO ALGUN FLUJO SOLO SE PUEDE FIJAR EN LOS NODOS EXTREMOS DEL ELEMENTO

```

DO 20 INODE=1, NNODE, 2
IPOIN=LNODS(IELEM, INODE)
DO 30 ICONT=1, NCONT
JPOIN=NOFLU(ICONT)
IF(JPOIN.NE.IPOIN) GO TO 30

```

SI ESTA FIJADO COLOCAMOS EL VALOR CORRESPONDIENTE EN AVECT

```

IEVAB=(INODE-1)*2
DO 40 IGRDL=1, 2
JEVAB=IEVAB+IGRDL
IF(IFFLU(ITIEM, ICONT, IGRDL).EQ.0) GO TO 40
AVECT(JEVAB)=(INODE-2)*FLUJO(ITIEM, ICONT, IGRDL)
40 CONTINUE
GO TO 20
30 CONTINUE
20 CONTINUE

```

ESCRIBIMOS EL VECTOR "AVECT" EN EL DISCO 3 QUE SE LEERA EN LA

C SUBROUTINA COEF

```
C
C
* 10 WRITE(3) AVECT
  WRITE(6,100) IELEM, (AVECT(IEVAB), IEVAB=1,6)
  CONTINUE
  RETURN
  END
```

```
  SUBROUTINE SISTEM (ITIEM)
  COMMON /ORD/ LNODES(10,3)
  COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
  COMMON /FIX/ NVFIX, NOFIX(3), IFPRE(30,3,2), PRESC(30,3,2)
  COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(42), FIXED(42)
  COMMON /UT/ UT(42), UT1(42), UT2(42)
  CALL FRONT1 (ITIEM)
  CALL FRONT2
  RETURN
  END
```

```
  SUBROUTINE FRONT1 (ITIEM)
  COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
  COMMON /ORD/ LNODES(10,3)
  COMMON /FIX/ NVFIX, NOFIX(3), IFPRE(30,3,2), PRESC(30,3,2)
  COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(42), FIXED(42)
  DIMENSION ESTIF(6,6), ELOAD(6), NACVA(6), LOCEL(6), NDEST(6)
  DOUBLE PRECISION EQUAT(6), GLOAD(6), GSTIF(6,6), ALMAC(6), PIVOT, EQP
```

```
C
C *****
C * TES Y LOS TERMINOS INDEPENDIENTES CORRESPONDIENTES A CADA
C * ELEMENTO PARA ACOPLARLOS FORMANDO UN SISTEMA.
C * CUANDO TODAS LAS MATRICES EN LAS QUE APARECE UN NODO SE HAN
C * ACOPLADO ENTONCES SE GUARDA LA ECUACION CORRESPONDIENTE
C * A DICHO NODO EN EL DISCO 2.
C * DESPUES PIVOTANDO SE HACEN CERO LOS COEFICIENTES DE DICHA
C * ECUACION PARA DEJAR SITIO PARA PODER PONER UNA NUEVA ECUA-
C * CION CORRESPONDIENTE A UN NODO QUE AUN NO HAYA SALIDO.
C *****
```

C SIGNIFICADO DE LAS VARIABLES
 C *****

```
C
C GSTIF(MFRON, MFRON)=MATRIZ DONDE SE ALMACENAN LOS COEFICIENTES
C DEL SISTEMA QUE EXISTAN EN CADA MOMENTO
C NFRON= NUMERO DE PUNTOS QUE SE ENCUENTRAN SIMULTANEAMENTE EN
C EL SISTEMA EN UN MOMENTO DADO
C MFRON=MAXIMO NUMERO DE PUNTOS QUE SE PUEDEN ENCONTRAR SIMULTA-
C NEAMENTE EN EL SISTEMA
C GLOAD(MFRON)=VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIENTES ANTES DE LA
C ELIMINACION DE UN PUNTO (INCOGNITA)
C KELVA=CONTADOR DE PUNTOS (INCOGNITAS) ELIMINADOS
C KEVAB=CONTADOR DE PUNTOS QUE SE ACOPLAN EN UN ELEMENTO
C EQRHS=VALOR DEL TERMINO INDEPENDIENTE DE UNA ECUACION ANTES
C DE LA ELIMINACION
C EQUAT(MFRON)=COEFICIENTES DE UNA ECUACION ANTES DE SU ELIMI-
C NACION.
C PIVOT= VALOR DEL PIVOTE
C IFFIX(NPOIN)=(+1) EN LOS PUNTOS DE PRESION FIJADA
C (0) EN LOS PUNTOS DE PRESIONES DESCONOCIDAS
C NACVA(NFRON)=PUNTOS QUE OCUPAN EL SISTEMA EN UN MOMENTO DADO
C LOCEL(NNODE)=PUNTOS QUE CONTIENE EL ELEMENTO EN ESTUDIO
C NDEST(NNODE)= LOCALIZACION EN EL SISTEMA DE CADA NODO ACOPLA-
```

C ALMACENAMIENTO DE PRESIONES PREFIJADAS

```
C
C
  MFRON=6
  NTOTV=NPOIN*2
  DO 100 ITOTV=1, NTOTV
  IFFIX(ITOTV)=0
  100 FIXED(ITOTV)=0.
  DO 110 IVFIX=1, NVFIX
  NLOCA=(NOFIX(IVFIX)-1)*2
  DO 110 IDOFN=1, 2
  NGASH=NLOCA+IDOFN
  IFFIX(NGASH)=IFPRE(ITIEM, IVFIX, IDOFN)
  FIXED(NGASH)=PRESC(ITIEM, IVFIX, IDOFN)
```

110 CONTINUE

VEMOS CUAL ES LA ULTIMA APARICION DE UN NODO Y CAMBIAMOS DE
SIGNO EL VALOR DE LNODS CORRESPONDIENTE A ESE NODO EN EL ULTIMO
ELEMENTO EN QUE APARECE

DO 140 IPOIN=1,NPOIN

KLAST=0
DO 130 IELEM=1,NELEM
DO 120 INODE=1,NNODE
IF (LNODS(IELEM,INODE).NE.IPOIN) GO TO 120
KLAST=IELEM
NLAST=INODE
120 CONTINUE
130 CONTINUE
IF(KLAST.NE.0) LNODS(KLAST,NLAST)=-IPOIN
140 CONTINUE

PONEMOS '0' A DISTINTAS VARIABLES ANTES DE EMPEZAR

DO 160 IFRON=1,MFRON
GLOAD(IFRON)=0.
EQUAT(IFRON)=0.
NACVA(IFRON)=0
DO 160 JFRON=1,MFRON
160 GSTIF(IFRON,JFRON)=0.

PREPARAMOS EL DISCO 1 PARA LEER

REWIND 1

EMPEZAMOS EL 'DO' PARA EL ENSAMBLAMIENTO Y ELIMINACION
DE LAS MATRICES PARA CADA ELEMENTO

NFRON=0
KELVA=0
DO 380 IELEM=1,NELEM
KEVAB=0

LEEMOS LA MATRIZ DE COEFICIENTES Y TERMINOS INDEPENDIENTES
DEL ELEMENTO

READ(1) ESTIF,ELOAD

HALLAMOS EL NUMERO DE LAS VARIABLES DENTRO DE LA MATRIZ GLOBAL

DO 170 INODE=1,NNODE
DO 170 IDOFN=1,2
NPOSI=(INODE-1)*2+IDOFN
LOCNO=LNODS(IELEM,INODE)
IF(LOCNO.GT.0) LOCEL(NPOSI)=(LOCNO-1)*2+IDOFN
IF(LOCNO.LT.0) LOCEL(NPOSI)=(LOCNO+1)*2-IDOFN
170 CONTINUE

PARA CADA UNA DE LAS VARIABLES DEL ELEMENTO

VEMOS SI ESTE PUNTO YA ESTA COLOCADO PARA PONERLO EN LA MISMA
POSICION O BIEN AMPLIAR LA DIMENSION DE GSTIF

```
DO 210 IEVAB=1,6
NIKNO=IABS(LOCEL(IEVAB))
KEXIS=0
DO 180 IFRON=1,NFRON
IF(NIKNO.NE.NACVA(IFRON)) GO TO 180
```

SI YA ESTABA COLOCADO ANTERIORMNETE:

```
KEVAB=KEVAB+1
KEXIS=1
NDEST(KEVAB)=IFRON
180 CONTINUE
IF (KEXIS.NE.0) GO TO 210
```

LOS QUE NO ESTABAN COLOCADOS LOS PONEMOS EN UN HUECO

```
DO 190 IFRON =1,MFRON
IF(NACVA(IFRON).NE.0) GO TO 190
NACVA(IFRON)=NIKNO
KEVAB=KEVAB+1
NDEST(KEVAB)=IFRON
GO TO 200
190 CONTINUE
200 IF (NDEST(KEVAB).GT.NFRON) NFRON=NDEST(KEVAB)
210 CONTINUE
```

ENSAMBLAMOS EL VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIENTES Y LA MATRIZ

```
DO 240 IEVAB=1,6
IDEST=NDEST(IEVAB)
GLOAD(IDEST)=GLOAD(IDEST)+ELOAD(IEVAB)
DO 220 JEVAB=1,6
JDEST=NDEST(JEVAB)
GSTIF(IDEST,JDEST)=GSTIF(IDEST,JDEST)+ESTIF(IEVAB,JEVAB)
220 CONTINUE
240 CONTINUE
```

EXAMINAMOS CADA NODO PARA SABER CUALES PUEDEN SER ELIMINADOS

```
DO 370 IEVAB=1,6
NIKNO=-LOCEL(IEVAB)
IF(NIKNO.LE.0) GO TO 370
DO 350 IFRON=1,NFRON
IF(NACVA(IFRON).NE.NIKNO) GO TO 350
```

SI PUEDE SER ELIMINADO:
ALMACENAMOS EL VALOR DE LOS COEFICIENTES DE LA ECUACION Y
PONEMOS CEROS EN EL LUGAR QUE OCUPABA DICHA ECUACION

```
DO 250 JFRON=1,MFRON
EQUAT(JFRON)=GSTIF(IFRON,JFRON)
ALMAC(JFRON)=GSTIF(JFRON,IFRON)
GSTIF(IFRON,JFRON)=0.
250 GSTIF(JFRON,IFRON)=0.
EQRHS=GLOAD(IFRON)
GLOAD(IFRON)=0.
KELVA=KELVA+1
```

ESCRIBIMOS LAS ECUACIONES , EL NUMERO DEL PUNTO
Y LA POSICION QUE OCUPABA EN FRON EN EL DISCO 2

WRITE(2) EQUAT, EQRHS, IFRON, NIKNO

PIVOTAMOS LAS ECUACIONES PARA HACER 'O' TODA LA COLUMNA 'IFR' Y ASI PODER ELIMINAR LA VARIABLE CORRESPONDIENTE EXTRAEMOS EL PIVOTE Y VEMOS SI LA VARIABLE ES LIBRE O PREFIJA

PIVOT=EQUAT(IFRON)
EQUAT(IFRON)=0.
ALMAC(IFRON)=0.
IF (IFFIX(NIKNO).EQ.0) GO TO 300

SI EL VALOR DE LA VARIABLE ESTA PREFIjado

DO 290 JFRON=1, NFRON
290 GLOAD(JFRON)=GLOAD(JFRON)-FIXED(NIKNO)*ALMAC(JFRON)
GO TO 340

SI EL VALOR DE LA VARIABLE ES LIBRE

300 DO 330 JFRON=1, NFRON
GLOAD(JFRON)=GLOAD(JFRON)-ALMAC(JFRON)*EQRHS/PIVOT
DO 330 KFRON=1, NFRON
330 GSTIF(JFRON, KFRON)=GSTIF(JFRON, KFRON)-ALMAC(JFRON)*EQUAT(KFRON),
PIVOT
340 EQUAT(IFRON)=PIVOT
ALMAC(IFRON)=PIVOT

VACIAMOS EL LUGAR QUE OCUPABA EL PUNTO ELIMINADO Y ACABAMOS EL 'DO' PARA CADA NODO Y PARA CADA ELEMENTO SI HEMOS ELIMINADO EL PUNTO QUE OCUPABA UN EXTREMO REDUCIMOS NFRON

NACVA(IFRON)=0

GO TO 360

350 CONTINUE

360 IF(NACVA(NFRON).NE.0) GO TO 370

NFRON=NFRON-1

IF(NFRON.GT.0) GO TO 360

370 CONTINUE

380 CONTINUE

REWIND 1

DO 390 IELEM=1, NELEM

DO 390 INODE=1, NNODE

390 LNODS(IELEM, INODE)=IABS(LNODS(IELEM, INODE))

RETURN

END

SUBROUTINE FRONT2

COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)

COMMON /DRD/ LNODS(10, 3)

COMMON /FIX/ NFIX, NOFIX(3), IFPRE(30, 3, 2), PRESC(30, 3, 2)

COMMON /FRON/ KELVA, MFRON, IFFIX(42), FIXED(42)

COMMON /UT/ UT(42), UT1(42), UT2(42)

DOUBLE PRECISION VECRV(6), EQUAT(6), PIVOT, EQRHS

* ESTA SUBROUTINA LEE LAS ECUACIONES ESCRITAS EN EL DISCO 2
* EN ORDEN INVERSO AL QUE SE HAN IDO ELIMINANDO Y APOYANDOSE
* EN LOS VALORES DE LAS PRESIONES QUE VA DESPEJANDO VA EN-
* CONTRANDO LOS RESTANTES QUE QUEDAN

VECRV(IFRON)= VALOR DE LAS INCOGNITAS YA RESUELTAS QUE
INTERVIENEN EN EL DESPEJE DE LA QUE SE TRATE
UT1(IEVAB)= SOLUCIONES DEL POBLEMA

DO 382 IFRON=1, MFRON
382 VECRV(IFRON)=0.

LEEMOS LAS ECUACIONES EN ORDEN INVERSO AL QUE LAS HEMOS
ALMACENADO EN EL DISCO 2

DO 410 IELVA=1, KELVA
BACKSPACE 2
READ(2) EQUAT, EQRHS, IFRON, NIKNO
BACKSPACE 2

SUSTITUIMOS

PIVOT=EQUAT(IFRON)
IF(IFFIX(NIKNO).EQ.1) VECRV(IFRON)=FIXED(NIKNO)
IF(IFFIX(NIKNO).EQ.0) EQUAT(IFRON)=0.
DO 400 JFRON=1, MFRON
400 EQRHS=EQRHS-VECRV(JFRON)*EQUAT(JFRON)

DESPEJAMOS LA INCOGNITA

IF(IFFIX(NIKNO).EQ.0) VECRV(IFRON)=EQRHS/PIVOT
IF(IFFIX(NIKNO).EQ.1) FIXED(NIKNO)=-EQRHS
410 UT1(NIKNO)=VECRV(IFRON)
CONTINUE
RETURN
END

SUBROUTINE CARGAN(ITIEM)
COMMON /SPLIN/ NTIPD, N(3, 2), PCOOR(3, 10, 2), H(3, 10, 2), A(3, 10, 2), P(3, 10, 2), Q(3, 10, 2), ZXYBA(3, 10, 5), DDMOB(3, 10, 5)
COMMON /ELE/ NELEM, NNODE, NPOIN, IEVOL(21), ISOCR(30)
COMMON /ORD/ LNODS(10, 3)
COMMON /COOR/ COORD(21)
COMMON /SIG/ SIGMA, DTSIG
COMMON /TIEM/ TIEMP(30), CARGA(30), NTIEM
COMMON /UT/ UT(42), UT1(42), UT2(42)
COMMON /DEFO/ PORV(21)
COMMON /CARV/ SIGMV
DIMENSION PORO(21), DPPOR(21)

SUBROUTINA QUE CALCULA UNA NUEVA CARGA PARA HACER NULO
EL DESPLAZAMIENTO TOTAL

CALCULO DE LAS POROSIDADES Y DERIVADAS DE LA POROSIDAD
RESPECTO A LAS CARGAS EXTERIORES

DO 1 IPOIN=1, NPOIN
IEVAB=2*(IPOIN-1)+1
X=CARGA(ITIEM)-UT1(IEVAB)
Y=UT1(IEVAB)-UT1(IEVAB+1)
CALL POROS(X, Y, POR, DX, DY)
PORO(IPOIN)=POR
1 DPPOR(IPOIN)=DX

CALCULO DE LAS INTEGRALES CORRESPONDIENTES A LA DEFORMACION
Y DERIVADA DE LA DEFORMACION RESPECTO A LA CARGA EXTERIOR

C
C
C
C

```

DEFOR=0.
RINTE=0.
DO 3 IELEM=1, NELEM
SUMAE=0.
SUMBE=0.
DO 2 INODE=1, NNODE
IPOIN=LNODS(IELEM, INODE)
POR1=1.-PORO(IPOIN)
POR2=1.-PORV(IPOIN)
POR11=POR1*POR1
SUMA=POR2*DPPOR(IPOIN)/POR11
SUMB=(POR2*PORO(IPOIN)/POR1)-PORV(IPOIN)
IF(INODE.NE.2) GO TO 4
SUMA=4.*SUMA
SUMB=SUMB*4.
4 SUMAE=SUMAE+SUMA
2 SUMBE=SUMBE+SUMB
KPOIN=LNODS(IELEM, 1)
IPOIN=LNODS(IELEM, 3)
DIST=(COORD(IPOIN)-COORD(KPOIN))/6.
DEFOR=DEFOR+SUMBE*DIST
3 RINTE=RINTE+SUMAE*DIST

```

C
C
C
C

CALCULO DE LA NUEVA CARGA Y LA NUEVA DERIVADA DE LA CARGA CON
RESPECTO AL TIEMPO

```

SIGMV=CARGA(ITIEM)
CARGA(ITIEM)=CARGA(ITIEM)-(DEFOR/RINTE)
SIGMA=(CARGA(ITIEM)+CARGA(ITIEM-1))/2.
DTSIG=(CARGA(ITIEM)-CARGA(ITIEM-1))/(TIEMP(ITIEM)-TIEMP(ITIEM-1))
WRITE(6,100) DEFOR,RINTE,SIGMV,SIGMA,CARGA(ITIEM)
100 FORMAT (1X,'D',1X,E10.4,1X,'I',1X,E10.4,1X,'V',1X,E10.4,1X,'SIG',
1X,E11.5,1X,'CA',1X,E10.4)
RETURN
END

```

```

$ALLOCATE 10000
$IFT ABORT FINAL
$EXECUTE CATALOG
A1 5=DATOSH
A2 6=SLO,1500
A3 1=DM,50,U
A3 2=DM,50,U
A3 3=DM,50,U
CATALOG ECAMABR NOM
$IFT ABORT FINAL
$EXECUTE ECAMABR
$DEFNAME FINAL
$EOJ
$$

```