

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DE
ENROCADOS DESDE EL PUNTO DE VISTA NUMERICO**

CESAR AUGUSTO AREVALO PEREZ

ALLAN FERNANDO MONROY DUQUE



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERIA FISICO-MECANICAS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

BUCARAMANGA

2013

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DE
ENROCADOS DESDE EL PUNTO DE VISTA NUMERICO**

CESAR AUGUSTO AREVALO PEREZ

ALLAN FERNANDO MONROY DUQUE

**Trabajo de grado para optar por el título de
Ingeniero Civil**

Director

VLADIMIR E. MERCHAN JAIMES

Ingeniero Civil, PhD.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIA FISICO-MECANICAS**

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

BUCARAMANGA

2013

AGRADECIMIENTOS

A Dios por llenar mi vida de bendiciones.

A mi Madre por ser aquella persona que en todo momento seré lo mejor para ella, por toda su comprensión y dedicación en cada momento cuando más necesito de ella, por sus sabias palabras a la hora de darme un consejo, por todo ese amor verdadero que solo me puede brindar ella.

A todos mis hermanos quienes han aportado mucho en mi formación como persona y como profesional, especialmente a Juan Carlos por haber tomado ese papel de padre y haberme enseñado a no ponerle límites a la mente.

A Allan por ser más que un compañero, es un gran amigo, el cual convirtió momentos académicos en historia de vida.

A la universidad, quien me hizo vivir momentos alegres, momentos de risas y de tristezas, momentos de recuerdos que siempre estarán presentes en mi vida y por haberme formado como profesional. Gracias a todos mis profesores que son el reflejo de mi segunda familia y los protagonistas de esta meta alcanzada.

A todos mis amigos y compañeros que compartieron conmigo esta experiencia.

CÉSAR AUGUSTO ARÉVALO PÉREZ

A dios gracias, por permitirme vivir esta experiencia y ser mi guía durante todo este proceso que se ha convertido en las bases para seguir adelante y poder cumplir con mis sueños.

A mis padres, por su apoyo incondicional, por estar siempre ahí para mí con sus palabras de aliento en cada momento de dificultad que se presentaba.

A mis hermanos, quienes desde niño han sido mis compañeros de juegos y travesuras y han dejado en mí hermosos recuerdos para la vida.

A César, mi compañero, por su dedicación y compromiso para con este trabajo.

A mis amigos y compañeros, ya que con su compañía y apoyo hicieron que este proceso se convirtiera en algo realmente memorable.

ALLAN FERNANDO MONROY DUQUE

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	19
OBJETIVOS.....	21
GENERAL.....	21
ESPECIFICOS.....	21
1. ANTECEDENTES.....	22
2. TRABAJO PREVIO.....	23
2.1. La rotura de granos en problemas ingenieriles.....	25
2.2. Aspectos Energéticos de la rotura de partículas.....	26
2.3. Factores que controlan la rotura de granos	27
2.4. Índice de solidez de los granos.....	27
2.5. Granulometría.....	28
2.6. Rotura de granos	28
2.7. Efecto de la saturación	28
2.7.1. Variación del K_0 en trayectorias edométricas.....	30
2.8. Propiedades físicas de las gravas	32
2.9. Estado crítico para materiales granulares.....	35
2.10. Modelos constitutivos para materiales granulares que incluyen el efecto de la succión	38
3. PRUEBA TRIAXIAL	45
3.1. Generalidades	45
3.2. Aplicaciones.....	46
3.2.1. En fundaciones.....	46
3.2.2. Estabilidad en taludes	46
3.2.3. Empujes	46
3.3. Esfuerzos principales.....	47
3.4. Esfuerzo desviador	50
3.5. Criterio de falla Mohr-Coulomb	51
3.6. Ventajas.....	54
3.7. Limitaciones.....	54

3.8.	Diferencia entre los ensayos Triaxial consolidado no drenado y consolidado drenado.....	54
3.9.	Equipo Triaxial para materiales granulares.....	55
3.9.1.	Descripción general del equipo	55
3.9.2.	Medida de la deformación en la célula Triaxial	57
3.9.3.	Sistema de aplicación de carga	58
3.9.4.	Instrumentación interna y externa	59
3.9.5.	Sistemas de control de succión y temperatura.....	60
3.9.6.	Sistema de adquisición de datos.....	60
3.10.	Equipo Edométrico para materiales granulares	61
3.10.1.	Descripción general.....	61
4.	Descripción del software utilizado	64
4.1.	GiD.....	64
4.2.	Sistema de cálculo avanzado basado en el método de elementos finitos	64
4.2.1.	Marco Teórico	65
4.2.2.	Pasos generales para resolver un problema:.....	69
5.	Modelación de ensayos Triaxiales	69
5.1.	Modelo constitutivo de escolleras	69
5.2.	Planteamiento viscoplástico para escolleras	72
5.3.	Comportamiento de fluencia de las escolleras	74
5.4.	Determinación de los parámetros del material.....	76
5.5.	Resultado de la modelación para ensayos con granulometrías continuas	78
5.5.1.	Simulaciones.....	80
6.	Dilatancia en agregados granulares.....	136
6.1.	Desarrollo	136
6.2.	Ensayos triaxiales con succión controlada sobre el material calizo	139
7.	CONCLUSIONES	140
	BIBLIOGRAFIA	142
	ANEXOS	144

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 COMPRESIÓN Y EXPANSIÓN DE SUELO SATURADO (COOP & LEE, 1993) .	29
FIGURA 2 COMPORTAMIENTO TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL SUELO NO COHESIVO ..	30
FIGURA 3 COMPORTAMIENTO ESPERADO EN ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL DRENADOS Y NO DRENADOS DEDUCIDOS DE ESTADOS INICIALES DEL SUELO Y LOCALIZACIÓN DE LA LÍNEA DE ESTADO CRÍTICO: (A), (B) TRAYECTORIAS DE TENSIONES EN EL PLANO P'-Q; (C) TRAYECTORIAS DE COMPRESIÓN V-P'	36
FIGURA 4 EFECTO DE CORTE SOBRE EL VOLUMEN DE ARENAS DENSAS Y SUELTAS	37
FIGURA 5 RESULTADOS DE ENSAYOS TRIAXIALES SATURADOS (CHÁVEZ 2004)	41
FIGURA 6 VECTORES DE INCREMENTOS DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA A LO LARGO DE LAS TRAYECTORIAS DE TENSIONES, PARA ENSAYOS SATURADOS (CHÁVEZ 2004)	42
FIGURA 7 (A) SUELO GRANULAR IDEAL DE PARTÍCULAS ESFÉRICAS, ORDENADAS EN UN ARREGLO CUBICO CON SEIS PUNTOS DE CONTACTO POR ESFERA (B) SUELO GRANULAR IDEAL DE PARTÍCULAS ESFÉRICAS, ORDENADAS EN UN ARREGLO RÓMBICO CON DOCE PUNTOS DE CONTACTO	44
FIGURA 8 CÍRCULO DE MOHR PARA COMPRESIÓN UNIAXIAL	48
FIGURA 9 CÍRCULO DE MOHR PARA COMPRESIÓN TRIAXIAL.....	49
FIGURA 10 ESFUERZO DESVIADOR. (A) ESPÉCIMEN CILÍNDRICO, SUJETO A COMPRESIÓN TRIAXIAL. (B) APLICACIÓN DE CARGAS SEPARADAS EN DOS COMPONENTES	51
FIGURA 11 CÍRCULO DE MOHR PARA ESFUERZOS TOTALES. DIÁMETRO 70MM	52
FIGURA 12 ESFUERZO TOTAL VS ESFUERZO DE CORTE	53
FIGURA 13 EQUIPO TRIAXIAL PARA MATERIALES GRANULARES GRUESOS CON CONTROL DE HR.....	56
FIGURA 14 ESQUEMA DE LA CÉLULA TRIAXIAL.....	57
FIGURA 15 LVDTs COLOCADOS SOBRE EL CABEZAL Y LA CÉLULA DE CARGA DEL EQUIPO TRIAXIAL	59
FIGURA 16 PROBETA Y CMDs PARA MEDIR LA DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA DEL EQUIPO TRIAXIAL	60
FIGURA 17 EDÓMETRO PARA MATERIALES GRANULARES CON CONTROL DE HR	62
FIGURA 18 ESQUEMA DEL EDÓMETRO DE MATERIALES GRANULARES OLDECOP	63
FIGURA 19 CURVA DE RETENCIÓN DEL MATERIAL CALIZO UTILIZADO EN EL ESTUDIO	77
FIGURA 20 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma 3=0.3$, VEL=0.04 MM/S E= 400 MPa, REL. POISSON= 0.3, HR= 100%	80
FIGURA 21 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma 3=0.5$, VEL=0.04 MM/S, E=400MPa, REL. POISSON= 0.3 HR=100%	84

FIGURA 22 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES, $\Sigma_3=1$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL. POISSON= 0.3 HR=100%	85
FIGURA 23 VARIACIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS CON LA RELACIÓN DE TENSIONES A $\Sigma_3= 0.3, 0.5, \text{ Y } 1.0$ MPA Y HR100%	86
FIGURA 24 DETALLE DE LA DILATANCIA O EXPANSIÓN DEL MATERIAL SATURADO A DIFERENTES ESFUERZOS	86
FIGURA 25 VARIACIÓN VARIACIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS CON LA RELACIÓN DE TENSIONES A $\Sigma_3=0.3, 0.5 \text{ Y } 1.0$ MPA Y HR100%	88
FIGURA 26 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.3$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=200 MPA, REL POISSON=0.3 HR=100%.....	89
FIGURA 27 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.5$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=200 MPA, REL POISSON=0.3 HR=100%.....	90
FIGURA 28 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=1$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=200 MPA, REL POISSON=0.3 HR=100%.....	91
FIGURA 29 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.3$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=600 MPA, REL POISSON=0.3 HR=100%.....	93
FIGURA 30 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.5$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=600 MPA, REL POISSON=0.3 HR=100%.....	94
FIGURA 31 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=1$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=600 MPA, REL POISSON=0.3 HR=100%.....	95
FIGURA 32 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.3$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL POISSON=0.15 HR=100%.....	96
FIGURA 33 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.5$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL POISSON=0.15 HR=100%.....	97
FIGURA 34 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=1$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL POISSON=0.15 HR=100%.....	99
FIGURA 35 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.3$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL POISSON=0.4 HR=100%.....	101
FIGURA 36 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.5$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL POISSON=0.4 HR=100%.....	102
FIGURA 37 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=1$ MPA, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPA, REL POISSON=0.4 HR=100%.....	103
FIGURA 38 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE VACÍOS Y DILATANCIA CON LA VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD (E=200MPA Y E=600MPA) Y RELACIONES DE POISSON (0.15 Y 0.40) PARA CONDICIÓN SATURADA HR100% A ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE DE $\Sigma_3=0.3$ MPA.	104
FIGURA 39 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE VACÍOS Y DILATANCIA CON LA VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD (E=200MPA Y E=600MPA) Y RELACIONES DE POISSON (0.15 Y 0.40) PARA CONDICIÓN SATURADA HR100% A ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE DE $\Sigma_3=0.5$ MPA.	104

FIGURA 40 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE VACÍOS Y DILATANCIA CON LA VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD ($E=200\text{MPa}$ Y $E=600\text{MPa}$) Y RELACIONES DE POISSON (0.15 Y 0.40) PARA CONDICIÓN SATURADA HR100% A ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE DE $\sigma_3=1.0\text{MPa}$.	105
FIGURA 41 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.3\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=400\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=100% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	107
FIGURA 42 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.5\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=400\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=100% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	108
FIGURA 43 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=1\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=400\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=100% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	109
FIGURA 44 VARIACIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS CON LA RELACIÓN DE TENSIONES A $\sigma_3 = 0.3, 0.5, \text{ Y } 1.0\text{ MPa}$ Y HR10%	110
FIGURA 45 DETALLE DE LA DILATANCIA O EXPANSIÓN DEL MATERIAL NO SATURADO A DIFERENTES ESFUERZOS	110
FIGURA 46 VARIACIÓN DE LA RELACIÓN DE VACÍOS CON LA RELACIÓN DE TENSIONES A $\sigma_3=0.3, 0.5 \text{ Y } 1.0\text{ MPa}$ Y HR10%-SAT-CORT.	112
FIGURA 47 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.3\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=00\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	113
FIGURA 48 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.5\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=200\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	114
FIGURA 49 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=1\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=200\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	115
FIGURA 50 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.3\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=600\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	117
FIGURA 51 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.5\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=600\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	118
FIGURA 52 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=1\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=600\text{ MPa}$, REL POISSON=0.3 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	119
FIGURA 53 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\sigma_3=0.3\text{ MPa}$, VEL=0.04 MM/S, $E=400\text{ MPa}$, REL POISSON=0.15 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$	121

FIGURA 54 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.5$ MPa, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPa, REL POISSON=0.15 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa	122
FIGURA 55 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=1$ MPa, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPa, REL POISSON=0.15 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa	123
FIGURA 56 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.3$ MPa, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPa, REL POISSON=0.4 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa	124
FIGURA 57 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE VACÍOS Y DILATANCIA CON LA VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD (E=200MPa Y E=600MPa) Y RELACIONES DE POISSON (0.15 Y 0.40) PARA CONDICIÓN NO SATURADA HR10% A ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE DE $\sigma_3=0.3$ MPa.	125
FIGURA 58 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE VACÍOS Y DILATANCIA CON LA VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD (E=200MPa Y E=600MPa) Y RELACIONES DE POISSON (0.15 Y 0.40) PARA CONDICIÓN NO SATURADA HR10% A ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE DE $\sigma_3=0.5$ MPa.	126
FIGURA 59 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN DE VACÍOS Y DILATANCIA CON LA VARIACIÓN DE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD (E=200MPa Y E=600MPa) Y RELACIONES DE POISSON (0.15 Y 0.40) PARA CONDICIÓN NO SATURADA HR10% A ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE DE $\sigma_3=1.0$ MPa.	126
FIGURA 60 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=0.5$ MPa, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPa, REL POISSON=0.4 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa	128
FIGURA 61 VARIACIÓN POROSIDAD VS RELACIÓN TENSIONES A $\Sigma_3=1$ MPa, VEL=0.04 MM/S, E=400 MPa, REL POISSON=0.4 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa	129
FIGURA 62 TRAYECTORIA TENSIÓN-SUCCIÓN HR 100%	131
FIGURA 63 TRAYECTORIA TENSIÓN-SUCCIÓN HR 10%- SAT-CORT	132
FIGURA 64 DILATANCIA EN LOS MODELOS CAM CLAY Y LAGIOIA ET AL (1995).....	137
FIGURA 65 ENSAYOS TRIAXIALES DESARROLLADOS POR CUI Y DELAGE (1996) SOBRE UN LIMO JISSIGNY COMPACTADO. MEDIDAS DE DILATANCIA PARA UN VALOR CONSTANTE DE H=1. EFECTO DE LA TENSIÓN DE CONFINAMIENTO Y DE LA SUCCIÓN	138

LISTA DE TABLAS

TABLA 1 PARÁMETROS MODELO CONSTITUTIVO.....	79
TABLA 2 PARÁMETROS DEL MATERIAL CALIZO	139

LISTA DE ANEXOS

ANEXOS A PASOS MODELAMIENTO GENERAL GID	144
---	-----

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION DE ENROCADOS DESDE EL PUNTO DE VISTA NUMERICO*

AUTOR: CESAR AUGUSTO AREVALO PEREZ
ALLAN FERNANDO MONROY DUQUE**

PALABRAS CLAVES: Compactación, módulo de elasticidad, relación de Poisson, succión, confinamiento.

CONTENIDO:

El comportamiento de los materiales granulares en las obras de la ingeniería depende de su origen geológico, forma, tamaño, textura, compactación, resistencia, estado de tensiones, y de la humedad en los poros de la roca. Las grandes deformaciones de colapso y diferidas en el tiempo originadas por el humedecimiento parcial o total de la roca están íntimamente relacionadas con el fenómeno de rotura de partículas.

Entre los diferentes tipos de pruebas existentes para el análisis de los distintos parámetros que determinan la resistencia al material granular, se eligió el ensayo triaxial, puesto que permite un mayor control sobre la muestra de estudio, además que admite trabajar con diferentes variables al mismo tiempo.

Este trabajo estudia el comportamiento de material granular calizo en condiciones triaxiales. Se determina la influencia de diferentes factores que afectan la resistencia al corte y compresibilidad del material granular como: módulo de elasticidad y relación de Poisson del material, succión y esfuerzos de confinamiento.

El estudio de los factores expuestos anteriormente, se realizó mediante el software de análisis GiD con post-procesador Code_Bright, el cual de manera acoplada resuelve las condiciones hidro-mecánicas del modelo constitutivo de escolleras, proporcionando un alto grado de exactitud a los resultados al momento de ser comparados con los obtenidos experimentalmente sobre muestras de las mismas condiciones en el laboratorio.

*Proyecto de grado

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director Ing. PhD Vladimir E. Merchan Jaimes.

ABSTRACT

TITLE: STUDY OF THE EFFORT- DEFORMITY ROCKFILLS BEHAVIOR FROM THE NUMERIC POINT OF VIEW

AUTHORS: CESAR AUGUSTO AREVALO PEREZ
ALLAN FERNANDO MONROY DUQUE**

KEY WORDS: Compaction, module of elasticity, Poisson relationship, suction, confinement.

The granulated materials behavior in the engineering works depend on its geological origin, form, size, texture, compactation, resistance, tensions condition and the damp in the pore of the rock. The large deformity of collapse and differed in the time, originated by the partial or whole damping, are closely related to the particles break phenomenon.

Among the different types of existing trials for the analysis of the different parameters which determine la resistance to the granulated material, it chose the triaxial essay, since allows a major control about the study sample for working with different variables at the same time.

This work studies the limy granulated materials behavior in triaxial conditions. It determines the influence of different factors which affect the cutting strength and the compression of granulated materials such as: module of elasticity, Poisson material relationship, and suction and confinement efforts.

The study of the factors exposed previously, carried out by means of the analysis software GID with post-processor Code Bright, which solves the hydro- mechanic conditions of a fitted way from a constitutive breakwaters model, providing with a high degree of exactness to the results in the moment to be compared to the obtained results experimentally about sample of the same conditions in the laboratory.

*Grade Project

** Faculty of Physicomechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director Ing. PhD Vladimir E. Merchan Jaimes.

INTRODUCCION

Como miembros de la universidad industrial de Santander, que tiene como propósito la formación de personas de alta calidad ética, política y profesional. El presente trabajo de grado está enfocado a analizar el comportamiento de los enrocados utilizados en los diferentes tipos de obras civiles.

Como aporte y uso de las estructuras que brindan beneficio a la comunidad, se ha de analizar el comportamiento de los enrocados que conforman una pared retenedora de grandes masas de agua, como lo son, las presas y diferentes obras de ingeniería tales como puertos, carreteras y vías férreas. Planteando un estudio sobre los comportamientos y roturas de dichas partículas por el efecto de cargas aplicadas en diferentes condiciones de humedades relativas.

La filtración del agua dentro de una masa de partículas susceptibles de romperse, como el llenado de una presa por primera vez de materiales granulares causa rotura en sus partículas debido a que se encuentran sometidas a grandes esfuerzos y cambios de succión. Desde luego esto hace que el agua tenga una gran influencia en el mecanismo de rotura, lo que conlleva a realizar un estudio más detallado de esta problemática haciendo variar gradualmente el efecto de la humedad, reproduciendo las variables de las condiciones ambientales y teniendo en cuenta que los materiales granulares presentan gran diversidad en su comportamiento, el cual está influenciado por sus características de los tamaños de las partículas, su origen geológico, forma, textura, compactación, densidad, resistencia, y principalmente, por la influencia de la humedad.

Actualmente se han iniciado estudios sobre materiales granulares de partículas gruesas con técnicas de control de succión (Oldecop (2000)); Oldecop. Y Alonso. (2000); Chávez y Alonso (2003); Chávez (2004). Estos autores estudiaron y caracterizaron el comportamiento de una pizarra

(Pizarra de Pancrudo) en condiciones triaxiales y edométricas, aplicando la técnica de equilibrio de vapor para el control de la succión. También determinaron la resistencia al corte y la compresibilidad a diferentes humedades relativas. De esta caracterización surgieron dos modelos constitutivos elastoplásticos, que estudian la compresibilidad y la resistencia al corte teniendo en cuenta la influencia de la succión.

Por esta razón el presente trabajo de grado está encaminado al modelamiento con el programa de elementos finitos CODE_BRIGHT, el cual utiliza un planteamiento viscoelastoplástico del modelo constitutivo de escolleras, que es una extensión para condiciones triaxiales del modelo de Oldecop y Alonso (2001); el cual simulará los resultados experimentales de los ensayos triaxiales realizados en la tesis doctoral Ortega (2008).

OBJETIVOS

GENERAL

- Estudiar desde el punto de vista numérico la influencia de las variables de comportamiento de enrocados granulares de partículas gruesas tipo caliza en términos de resistencia y cambio volumétrico.

ESPECIFICOS

- Identificar las variables principales que afectan el comportamiento esfuerzo-deformación de enrocados tipo caliza.
- Estudiar la influencia de las variables en el cambio del comportamiento esfuerzo-deformación del enrocado.
- Calibrar con modelo constitutivo avanzado mediante el software de elementos finitos CODE-BRIGHT, los resultados de ensayos triaxiales obtenidos de la tesis doctoral, Autor, Ortega (2008), Universitat Politècnica de Catalunya.
- Comparar resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos CODE-BRIGHT con los recopilados experimentalmente.

1. ANTECEDENTES

Los suelos granulares han demostrado que al ser sometidos altas presiones sufren una compresión moderada, la cual es acompañada por el rompimiento de las partículas internas que lo componen. En la ingeniería civil el campo que más ha estudiado dicho comportamiento ha sido la construcción de presas, ya que al aumentar la altura de dichas estructuras, aumenta la presión a la que se somete el suelo en el cual se apoya.

Así mismo, los drenes de gravas y filtros de suelos son componentes esenciales, localizados frecuentemente cerca a las bases de presas ya sea de tierra o de concreto, donde las presiones y el rompimiento de partículas podrían ser mayores. Los filtros son diseñados bajo consideraciones granulométricas, ya que si estas son alteradas debido a la rotura afectarían la efectividad del filtro y por ende la integridad de la estructura.

El problema de la rotura es aún mayor en los respaldos de enrocados de grandes presas pues por la uniformidad existente, no existen los contactos suficientes entre las partículas y la rotura de granos en los enrocados puede ser de consideración, pues incluso, cabría la posibilidad de flujo plástico del material en presencia de esfuerzos muy elevados.

2. TRABAJO PREVIO

Los primeros estudios relacionados con la compresibilidad de las arenas fueron hechos por Terzaghi (1925), en estos, realizo pruebas de compresión confinada en suelos arenosos y arcillosos, observando que la compresibilidad en ellos era similar, aunque los cambios de volumen en la arena, eran significativamente menores que los ocurridos en la arcilla bajo la misma magnitud de carga.

Terzaghi y Peck (1948) ensayaron arenas sujetas a pruebas de consolidación unidimensional y observaron que los asentamientos eran similares a los de algunas arcillas. Sugirieron el rompimiento de partículas como una causa de compresibilidad de las arenas a altas presiones. También observaron que la deformación era un proceso que iba avanzando con el tiempo y no instantáneo, y se asemejaba al proceso de consolidación secundaria que se presenta en los suelos arcillosos.

Roberts y de Souza (1958) probaron y observaron que a presiones moderadamente bajas, las arenas de formas redondeadas se rompían menos que las arenas angulosas, pero, a presiones muy elevadas el comportamiento entre las suelos angulares o redondeados no era muy diferente; además, observaron que un suelo graduado uniformemente sufría de menor rotura que uno bien graduado.

Vésic y Barksdale (1963) realizaron pruebas triaxiales drenadas en arenas de grano medio alcanzando un máximo de presiones de confinamiento de 700 Kg/cm^2 y observaron que al aumentar la presión de confinamiento, aumenta la rotura de partículas también.

Hall y Gordon (1963) realizaron pruebas triaxiales drenadas en suelos con material granular con tamaños de partícula hasta de 3" y presiones de confinamiento hasta de 45 Kg/cm^2 . Observaron presencia considerable de

rotura en las partículas durante los ensayos, especialmente en suelos con granulometría uniforme y durante la etapa de corte.

Marsal (1966) reportó los resultados de pruebas triaxiales drenadas en gravas gruesas y en fragmentos de rocas de hasta 20 cm de diámetro, usando una cámara triaxial de 1.13 m de diámetro y una altura de 2.5 m, y presiones de confinamiento hasta de 25 Kg/cm². Demostrando que el rompimiento y compresibilidad de las partículas parecen relacionarse con la naturaleza del suelo. Un material grueso se comprime y rompe más que un material fino, y el material con partículas frágiles muestra mayor cantidad de compresión y rompimiento de partículas. Ensayos realizados a arena de Ottawa (muy redondeada) indican que es menos compresible y más resistente al rompimiento que arenas finas sub-angulares a sub-redondeadas.

Al concluir de investigaciones previas acerca de las propiedades de deformación de suelos granulares a altas presiones se ha demostrado que estas se comprimen y que debido al incremento de los esfuerzos en los suelos las partículas se pueden romper. La compresión no es instantánea pero continúa a través del tiempo de manera similar a la consolidación secundaria de las arcillas. Tanto el rompimiento como la deformación del suelo, parecen ser, gobernadas por los mismos factores, los cuales son:

- a) Incremento de variabilidad granulométrica de un suelo uniforme
- b) Incremento en la uniformidad de una muestra de suelo
- c) Incremento de la angularidad de las partículas
- d) Reducción de resistencia individual en las partículas
- e) Incremento de la presión de confinamiento
- f) Incremento del esfuerzo cortante a una presión de confinamiento

De los ensayos realizados Lee y Farhoomand (1967) observaron un gran cambio de volumen que se presentó simultáneamente con la adición de cada incremento de carga. Para los suelos más gruesos y las presiones más

elevadas, la compresión fue acompañada por pequeños ruidos debidos a la rotura de partículas provenientes de la celda, los cuales eran audibles claramente a algunos metros de distancia. Durante diferentes intervalos de tiempo se escuchaban ligeros ruidos, que indican que el rompimiento de partículas, como la compresión, es un fenómeno dependiente del tiempo. Además, observaron que los suelos angulares son considerablemente más compresibles que los suelos subredondeados, y que los suelos uniformes gruesos son también más compresibles que los suelos bien graduados con el mismo tamaño máximo de partícula.

2.1. La rotura de granos en problemas ingenieriles

La necesidad de construir presas de tierra y enrocados de gran altura, nos da como resultado grandes masas granulares y un corazón de suelo compactado, ubicado aproximadamente en la zona central de la masa. Ahora, para la construcción de carreteras, se requiere la construcción de cortes o terraplenes, los cuales usualmente se realizan con el material excavado in-situ o en cantera seleccionada.

Existen varios factores que afectan la rotura en las partículas de suelo: nivel de tensiones, magnitud de tensiones y trayectoria de tensiones. La mayor parte de rotura de partículas se presenta a niveles altos de tensión y deformación producida por alta magnitud en las tensiones. La rotura de partículas también es función del tiempo, bajo un constante estado de presiones, la rotura continúa en dichos intervalos, pero a menor escala.

Los suelos bien graduados no rompen tan fácil como los uniformes, ya que al tener un alto valor de densidad relativa, la rotura en partículas disminuye. Otro factor que disminuye la rotura, es la dureza, ya que si su valor es alto, los materiales muestran un nivel bajo para niveles de tensión dadas.

2.2. Aspectos Energéticos de la rotura de partículas

La correlación entre la trituración de partículas y las medidas de tensión normales a las que están siendo sometidas para generar la falla, así como la relación de vacíos en la falla no es totalmente satisfactoria. En los ensayos reportados se observa que los incrementos en presión de confinamiento y en presión de corte de los suelos a grandes tensiones y niveles de deformaciones incrementan la cantidad de rotura entre las partículas. La energía total de entrada por unidad de volumen de la muestra durante el ensayo se puede definir como un parámetro adecuado a usar, para correlacionarla con la rotura de las partículas. Miura and O-hara (1979) propusieron este tipo de correlación, usando el trabajo plástico en lugar de la energía total de entrada, extrayendo la energía elástica de la energía total, obteniendo el trabajo plástico. La cantidad total de energía de entrada por unidad de volumen del espécimen durante un ensayo triaxial, es la suma de la energía de entrada durante la compresión isótropa y la fase de corte.

$$E_T = E_C + E_S \quad (2.1)$$

Donde, E_T =energía total de entrada por unidad de volumen de espécimen; E_C =energía de entrada durante la compresión isótropa; y E_S =energía de entrada durante el corte.

Durante la compresión isótropa la cantidad de entrada de energía es creada por el incremento en la presión de confinamiento, resultando en deformación volumétrica. Durante el corte de drenado la energía de entrada es generalizada en dos componentes:

$$E_T = \frac{BOS}{SOT} \sigma_C \cdot \varepsilon_V + \frac{EOS}{BOS} \sigma_1 - \sigma_3 \varepsilon_a + \frac{BOS}{SOT} \sigma_C \cdot \varepsilon_V \quad (2.2)$$

En la cual σ_C =presión de confinamiento final; σ_C =presión de confinamiento promedio sobre cada incremento; ε_V =incremento de deformación volumétrica; $\sigma_1 - \sigma_3$ =diferencia de tensiones promedio para cada incremento; ε_a =incremento de deformación axial; SOT =inicio del ensayo; EOS =final del corte; y BOS =comienzo del corte.

2.3. Factores que controlan la rotura de granos

Basados en diversos estudios realizados, se concluye que la rotura de granos depende fundamentalmente de la naturaleza y tamaño de las partículas, de su distribución granulométrica y de la relación de vacíos en menor grado. Esto hace considerar la intensidad de las fuerzas intergranulares como factor determinante en la rotura de granos, ya que su magnitud está ligada al número de contactos por unidad de superficie (N_s), la cual está en función de la granulometría del material y de la relación de vacíos. Ahora bien debido a que la naturaleza y el tipo de material también hacen parte fundamental para la rotura, es conveniente representar los valores obtenidos de ensayos con el peso volumétrico, ya que la correlación que se obtiene es significativa.

Otro aspecto importante es el relativo a la ocurrencia de deformaciones en el tiempo. En un principio se estimaba que el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio sería del orden de minutos, pero los resultados mostraron que era recomendable extender las observaciones hasta periodos de 24 horas.

De los ensayos hechos previamente para pruebas de compresión confinada, se concluye que la rotura de granos es función de la intensidad promedio de las fuerzas de contacto desarrolladas durante el ensayo y de la resistencia media de las partículas a la compresión.

2.4. Índice de solidez de los granos

Las propiedades físicas de las partículas o fragmentos de roca varían notablemente no sólo en las gravas y arenas que contienen los granos más competentes arrastrados por el agua dentro de cuencas con geología diversa, sino también en los enrocamientos explotados de una misma fuente, por causa del intemperismo y los defectos naturales y los incluidos por el explosivo y el manejo de la roca durante su extracción, transporte y colocación.

Las pruebas índices para conocer la forma preliminar de solidez del enrocamiento o grava son:

- a. Absorción de agua.
- b. Desgaste o abrasión de Los Ángeles.
- c. Intemperismo acelerado.

2.5. Granulometría

Las propiedades mecánicas de un material granular dependen de la forma y rugosidad de los granos y de la composición granulométrica, además de otros parámetros.

Es usual describir las curvas granulométricas mediante el diámetro efectivo D_{10} , el coeficiente de uniformidad C_u , y el coeficiente de curvatura C_c ; esto con fines de clasificación del material.

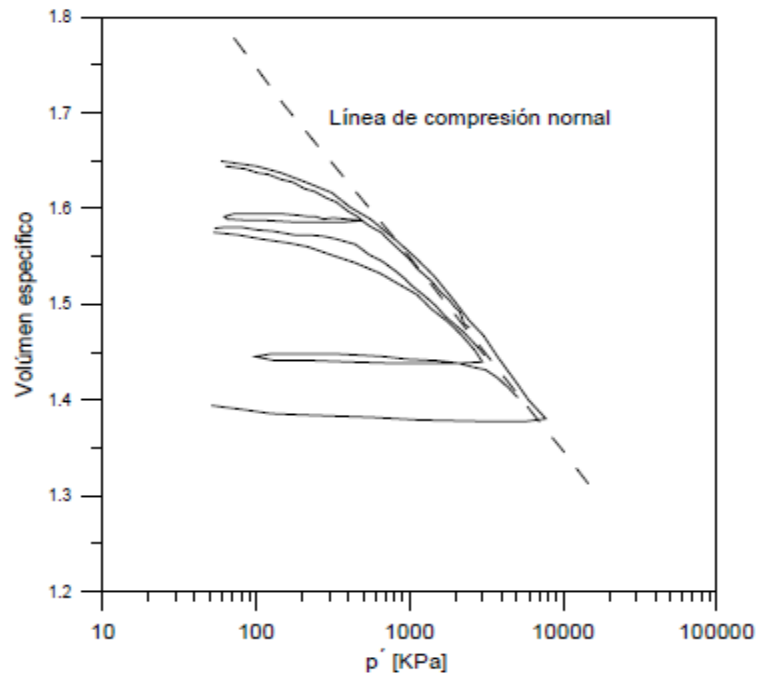
2.6. Rotura de granos

El índice de solidez de los granos y la granulometría no son suficientes para evaluar el producto obtenido en cantera con explosivos. Los ensayos de compresión triaxial, deformación plana y compresión unidimensional, indican que los granos de un enrocamiento experimentan rotura de granos, aun cuando se opere a niveles de esfuerzos relativamente bajos. Las pruebas índices y la inspección visual de los fragmentos de roca proporcionan una idea de la importancia que puede tener dicha rotura en cada caso, pero no es posible evaluar su magnitud e influencia en otras características como la compresibilidad.

2.7. Efecto de la saturación

Al acudir al modelo propuesto por Coop y Lee (1993) donde describieron el comportamiento del suelo de granito descompuesto en estado saturado, se concluye que a tensiones altas todas las muestras tienen una única línea que se relaciona a compresión normal. La fluencia en muestras densas se presenta al comienzo de la rotura. La pendiente u la intercepción de la línea de compresión normal son bajas debido a un suelo bien graduado.

Figura 1 Compresión y expansión de suelo saturado (Coop & Lee, 1993)



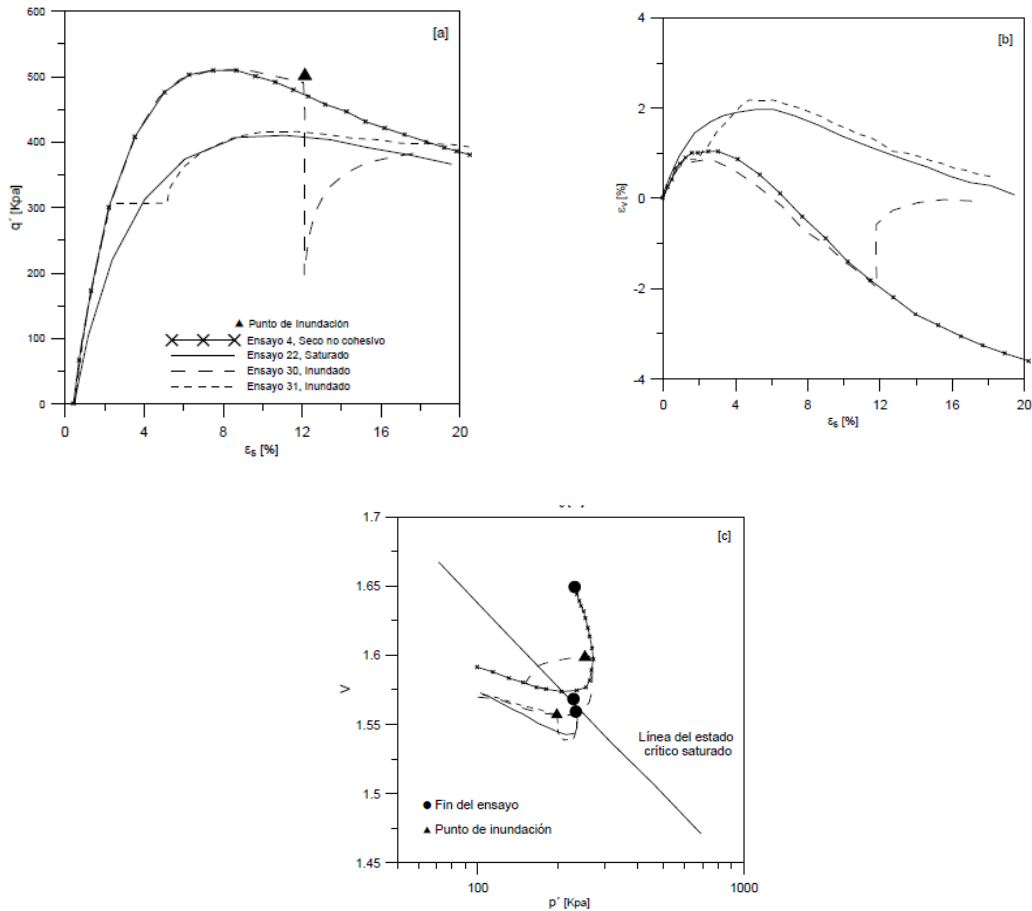
Fuente. Tesis Doctoral. "Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión" Enrique Francisco Ortega Iturralde

Las primeras líneas de carga muestran poca fluencia, debido al inicio de rotura entre contactos de las partículas. Esto difiere en el comportamiento descarga-recarga que es muy rígido y elástico, y la rotura inicia nuevamente al aplicar presión de pre consolidación, definiendo aún mejor el punto de fluencia.

2.7.1. Variación del K_0 en trayectorias edométricas

El estado de tensiones in situ de un suelo, en el que la compresión vertical ha ocurrido sin deformación lateral, es a menudo referido como la condición K_0 .

Figura 2 Comportamiento tensión-deformación del suelo no cohesivo



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Ha habido varias definiciones del coeficiente de presión de tierra lateral en reposo K_0 .

Terzaghi (1920) definió en términos de las tensiones verticales y horizontales totales como una expresión, mientras estudiaba la importancia del movimiento lateral de paredes de retención en arenas y arcillas.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.3)$$

En donde, σ_h es la presión del suelo horizontal total y σ_v es la presión del suelo vertical total.

Bishop (1958) definió K_0 con más precisión. Indicando que el coeficiente de presión de tierra lateral en reposo, es la relación de tensiones verticales efectivas a las laterales en un suelo consolidado bajo la condición de deformaciones laterales nulas, también indico una condición en el cual estos fueran tensiones principales con tensiones de corte nulas, siendo aplicado sobre los planos principales.

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (2.4)$$

En la cual σ_h' es la presión del suelo horizontal efectiva y σ_v' es la presión del suelo vertical efectiva.

Jaky (1948) desarrollo la relación semi-empirica entre K_0 y el ángulo efectivo Mohr-Coulomb de fricción interno mientras estudiaba la presión de tierra en pilas de materiales granulares.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.5)$$

En el cual ϕ' = ángulo efectivo Mohr-Coulomb del ángulo de fricción interno. Esta relación indica que el valor K_0 decrece con el incremento del ángulo de fricción.

2.8. Propiedades físicas de las gravas

2.8.1. Distribución granulométrica: Las dimensiones de las partículas en suelos granulares usualmente se obtienen por medio de un análisis granulométrico por mallas. De esta manera el material se divide en fracciones, a cada una de las cuales le corresponde un diámetro nominal y un peso expresado como porcentaje del total. En casos especiales, cada fracción contiene partículas de diferentes tamaños y el diámetro nominal puede desviarse del valor promedio; es necesario señalar que las determinaciones de la dimensión promedio de los granos y el diámetro nominal dan una relación cercana a la unidad. Cuando se hace un análisis extensivo a las relaciones de superficie y de volumen, las discrepancias entre los valores calculados con el diámetro nominal y los evaluados utilizando la dimensión promedio, se hacen notables. Para corregir estas discrepancias se utiliza una relación volumétrica definida como factor de forma.

2.8.2. Concentración de granos: Es el número promedio de granos contenidos en un cuerpo discreto, por unidad de dimensión tomada como referencia. Por lo tanto, hay tres clases de concentraciones de granos, que se definen de la siguiente manera:

2.8.2.1. Concentración volumétrica, n_v , o sea, el número de partículas incluidas en un elemento cubico de volumen unitario.

2.8.2.2. Concentración superficial, n_s , o sea, el número de granos cortados por un plano dado, por unidad de área.

2.8.2.3. Concentración lineal, n_L , o sea, el número de partículas por unidad de longitud.

Conociendo las dimensiones promedio de las partículas d_m , y el factor de forma r_v , el número de granos por unidad de volumen se puede calcular partiendo de la relación de vacíos de las muestras aplicando la siguiente expresión:

$$n_v = \frac{6}{\pi r_v (1+e) d_m^3} \quad (2.6)$$

Basándose en análisis adimensionales y en resultados experimentales se encontró que las concentraciones de granos superficial y lineal se pueden calcular aproximadamente de los valores de n_v .

$$n_s = n_v^{2/3} = \frac{6}{\pi r_v (1+e) d_m^3}^{2/3} \frac{1}{d_m^2} \quad (2.7)$$

$$n_L = n_v^{1/3} = \frac{6}{\pi r_v (1+e) d_m^3}^{1/3} \frac{1}{d_m} \quad (2.8)$$

2.8.3. Forma de la partícula: La ecuación 1 permite calcular valores promedio de los factores de forma, siempre que se conozca la concentración volumétrica de granos. Las pruebas de este tipo consisten en medir tanto la relación de vacíos de la muestra como las dimensiones promedio de las partículas y contar el número de granos por unidad del volumen total. Esta operación es laboriosa pero el trabajo se puede simplificar grandemente, utilizando porciones representativas de la muestra en cuestión. Estas porciones se pesan, se cuenta el número de partículas y se calcula entonces el valor n_v a partir del peso volumétrico seco de la muestra.

2.8.4. Contacto de los granos: Para evaluar las fuerzas de contacto de los suelos es necesario conocer el número promedio de contactos por grano, N_C , de las fracciones componentes. Estos números N_C , junto con los valores de las concentraciones de granos, permiten calcular el número de contactos por unidad de superficie total.

2.8.5. Rotura de granos: En cuanto a la rotura de granos parece ser que el factor más importante que afecta tanto a la resistencia al esfuerzo cortante como a la compresibilidad, es el fenómeno de fragmentación que sufre un cuerpo granular cuando se le somete a cambios en su estado de esfuerzos, tanto durante la etapa de compresión uniforme, como durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Aplicando el criterio simplificado, se supone que la rotura de partículas, B , depende del valor promedio de las fuerzas de contacto, P , y de la resistencia de los contactos entre las partículas, P_a . La hipótesis práctica es la siguiente:

$$B = \frac{\alpha P}{P_a} \quad (2.9)$$

Donde α es una constante del material. Por lo que es necesario calcular valores de P en función de los esfuerzos actuantes y de las

características del medio granular, como por ejemplo, la distribución granulométrica, el tamaño promedio y la forma de los granos, la relación de vacíos y el número de contactos por partícula (Marsal; 1965, 1967).

2.9. Estado crítico para materiales granulares

Cuando la respuesta de un material tiende hacia una condición última, en la cual las deformaciones de corte pueden continuar indefinidamente sin cambios en volumen o tensiones efectivas se dice que el material ha llegado a su estado crítico. Esta condición de perfecta plasticidad puede ser expresada como:

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad (2.10)$$

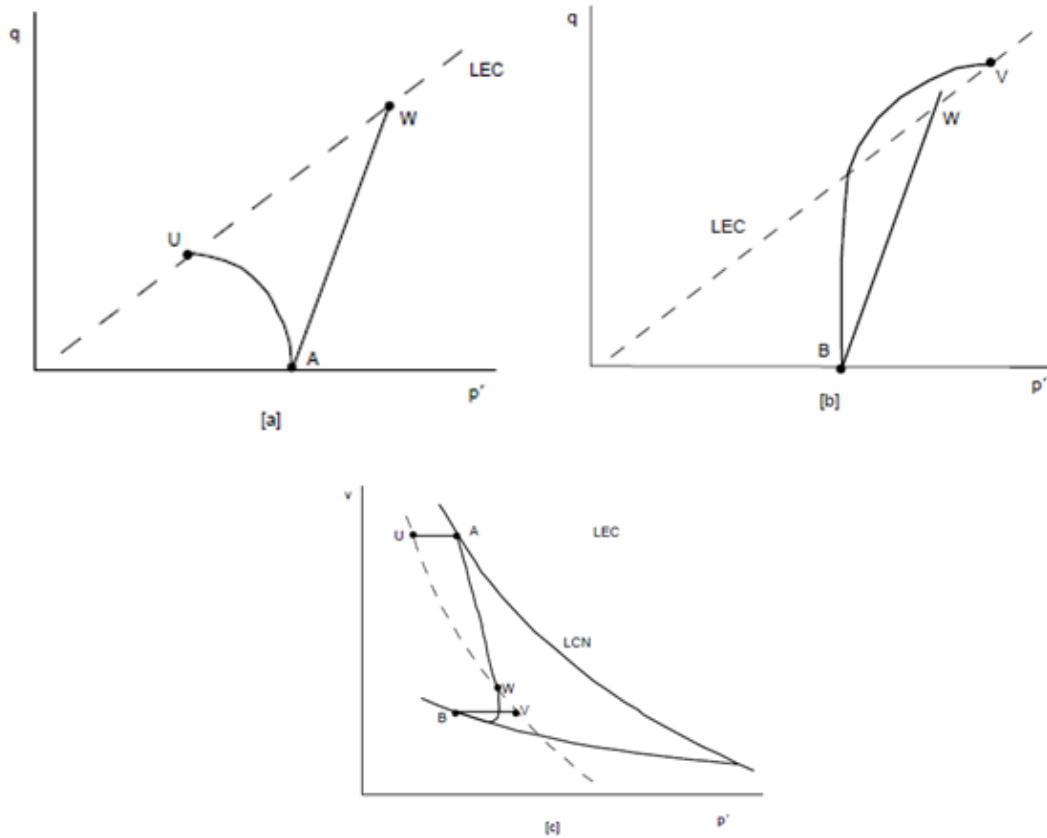
Este estado crítico se alcanza a una relación de tensiones efectivas:

$$\frac{q_{cs}}{p'} = n_{cs} = M \quad (2.11)$$

La línea de estado crítico emerge como una consecuencia del modelo de elastoplasticidad del comportamiento de suelos. Evidencias experimentales han mostrado la línea de estados hacia el cual ensayos de compresión triaxial tienen la misma tendencia. La aceptación de una línea de estado crítico permite una valoración a ser hecha de la respuesta cualitativa esperada en cualquier ensayo de compresión triaxial sobre un suelo con cualquier historia de consolidación.

El fenómeno de dilatación descrito por Reynolds (1885 y 1886) con materiales granulares a través de diversos ensayos que desarrollo para tal fin, pero no daba las medidas de la resistencia de los materiales con varias densidades de empaquetamiento. Casagrande (1936) sin embargo, describió las curvas tensión-deformación que se esperan cuando muestras densas y sueltas de arena se cortan en una caja de corte.

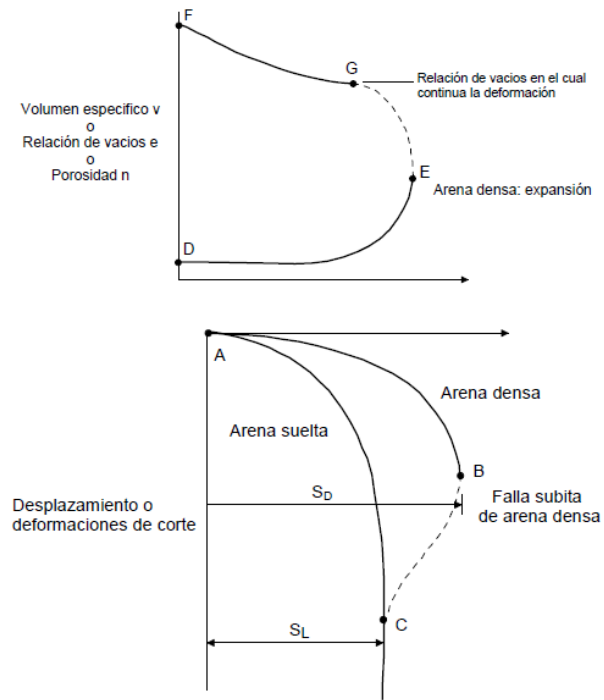
Figura 3 Comportamiento esperado en ensayos de compresión triaxial drenados y no drenados deducidos de estados iniciales del suelo y localización de la línea de estado crítico: (a), (b) trayectorias de tensiones en el plano p' - q ; (c) trayectorias de compresión v - p'



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Durante los ensayos de corte sobre las arenas densas, las tensiones de corte alcanzan un máximo S_D (punto B sobre la curva) y si la deformación es continuada, las tensiones de corte caen otra vez a un valor más pequeño, que permanece constante para todos los futuros desplazamientos. Durante esta caída en tensiones de corte, la arena continúa expandiendo (EG de la curva), finalmente alcanza una relación de vacíos crítica en la cual continuas deformaciones de corte son posibles con las tensiones de corte constante S_L .

Figura 4 Efecto de corte sobre el volumen de arenas densas y sueltas



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Cuando una muestra suelta de arena se somete a ensayos de corte bajo presión normal constante, las tensiones de corte se incrementan hasta que se alcanza la resistencia de corte S_L , y si los desplazamientos continúan más allá de este punto, la resistencia continúa sin cambios. El volumen de la arena en este estado debe corresponder al crítico, que es el mismo alcanzado desde el estado denso. Por lo tanto; las curvas que representan cambios de volumen durante los ensayos de corte sobre materiales en los estados densos y sueltos, deben coincidir en el estado crítico cuando las condiciones estacionarias son establecidas.

Casagrande concluye que todos los suelos granulares tienen una cierta relación de vacíos crítica, en el cual el estado puede experimentar cualquier cantidad de deformaciones o flujos actuales sin cambio de volumen.

Las escolleras pueden ser consideradas como un material granular extremo, es un material que muestra el mismo patrón de respuesta que ha sido observado para materiales granulares finos.

2.10. Modelos constitutivos para materiales granulares que incluyen el efecto de la succión

2.10.1. Modelos para trayectorias edométricas

Oldecop y Alonso (2001) realizaron experimentos con trayectorias de carga a humedad constante. Posteriormente provocaron el colapso a tensión constante, mediante el aumento de la humedad relativa dentro de la muestra, también propusieron un modelo elastoplásticos que describe el comportamiento tensión-deformación con control de succión en escolleras. Para tensiones bajo el umbral, σ_y , ocurren deformaciones instantáneas, siendo el único mecanismo de deformación activo el reacomodo de partículas que es independiente del tiempo. Los mecanismos de fluencia clástica y endurecimiento clástico se producen por rotura de partículas, relacionados con la propagación de fracturas dentro de las partículas. Este mecanismo explica las deformaciones diferidas en el tiempo y el colapso, como una consecuencia de la propagación sub-crítica de fisuras dentro de las partículas de roca.

En las etapas de fluencia clástica y endurecimiento clástico, las deformaciones permanentes son instantáneas así como diferidas en el tiempo, debido a que la rotura de las partículas por propagación de fracturas introduce la dependencia con el tiempo.

En la formulación se asume que en la escollera existen dos mecanismos de deformación plástica: un mecanismo de deformación instantánea y un mecanismo de deformación diferida en el tiempo. De acuerdo a los resultados experimentales el mecanismo de deformación plástica actúa a todos los niveles de tensión, y para todo

incremento de tensión y es independiente de la acción del agua. El mecanismo de deformación diferido en el tiempo se activa solo a partir de un umbral de tensión aplicada σ_y . Y la acción del agua es determinante en su comportamiento. La componente de deformación, producida por el mecanismo de deformación instantánea se anula cuando la materia se encuentra en un estado muy seco y da origen al fenómeno de colapso cuando produce un aumento de la humedad bajo carga.

Para los dos mecanismos de deformación, se asumen relaciones de tensión-deformación lineales para la compresión virgen. La relación tensión-deformación incremental para compresión virgen, resulta de los incrementos de deformación producidos por los dos mecanismos:

$$\text{Para } \sigma < \sigma_y \quad d\varepsilon = d\varepsilon^i = \lambda^i d\sigma \quad (2.12)$$

$$\text{Para } \sigma > \sigma_y \quad d\varepsilon = d\varepsilon^i + d\varepsilon^d = \lambda^i + \lambda^d \Psi \, d\sigma \quad (2.13)$$

Donde σ es la tensión vertical aplicada, σ_y la tensión de fluencia clásica, ε es la deformación vertical, ε^i y ε^d son las componentes de deformación plástica producidas por los mecanismos de deformación instantánea y diferido en el tiempo, respectivamente, λ^i es la pendiente de la relación tensión-deformación en compresión virgen cuando solo está activo el mecanismo de deformación instantánea y $\lambda^i + \lambda^d$ es la pendiente cuando actúan los dos mecanismos.

La succión, Ψ , está relacionada con la humedad gravimétrica, mediante la curva de retención.

El incremento de deformación elástica para una trayectoria descarga-recarga es:

$$d\varepsilon^e = k d\sigma \quad (2.14)$$

Donde la pendiente k es independiente de la acción del agua y del nivel de tensión.

En los ensayos Oldecop y Alonso (2001) se obtuvo una deformación de colapso medida con la succión. Ellos propusieron una ley logarítmica para el índice de compresibilidad, $\lambda^d \Psi$ en función de la succión total:

$$\lambda^d \Psi = \lambda_0^d - \alpha_\Psi \ln \frac{\Psi + P_{atm}}{P_{atm}} \quad (2.15)$$

Donde

$$\alpha_\Psi = \frac{k_\Psi + X_\Psi}{\sigma_0 - \sigma_y} \quad (2.16)$$

Donde λ_0^d es la pendiente de $\lambda^d \Psi$ para $\Psi = 0$. Este estado coincide con un contenido de humedad de 3.2% para la pizarra; esta humedad se determinó cambiando las soluciones salinas y por ende la humedad relativa. Existe una succión límite donde la pendiente $\lambda^d \Psi$ disminuye rápidamente. Esta condición se llamó de estado muy seco, con un contenido de humedad de 0.45% equivalente a una succión de 67 MPa. Con estos límites se obtiene α_Ψ de la ecuación anterior.

2.10.2. Modelos para trayectorias desviadoras

Chávez y Alonso (2003) propusieron un modelo constitutivo para agregados granulares triturados que incluye el efecto de la succión. El propósito fue desarrollar un modelo relativamente simple, capaz de capturar en fenómeno físico esencial detrás del comportamiento de las escolleras. Está basado en algunos ensayos triaxiales sobre material de grava con control de humedad relativa. Sobre las bases del comportamiento observado un modelo de endurecimiento elastoplásticos para escolleras, que incorpora el efecto de la succión, fue propuesto.

Una pizarra cámbrica triturada, seleccionada como material de escollera fue usada para realizar los ensayos.

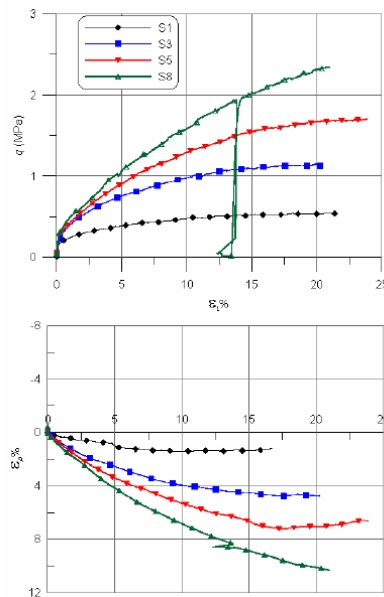
Estos ensayos se desarrollaron en condiciones saturadas y bajas humedades relativas. Una vez compactadas las muestras bajo estas

condiciones fueron confinadas y cortadas bajo tensión lateral constante.

Las tensiones desviadoras en función de la deformación axial y las medidas de deformación volumétrica en función de la deformación axial para muestras saturadas y con humedad relativa (HR) de 36% se muestran en la siguiente gráfica, mostrando también el efecto de la aplicación de la succión al notarse incremento de la resistencia y aumenta el comportamiento dilatante de la grava.

Dichas dilatancia se hicieron muy notables al final de los ensayos.

Figura 5 Resultados de ensayos triaxiales saturados (Chávez 2004)

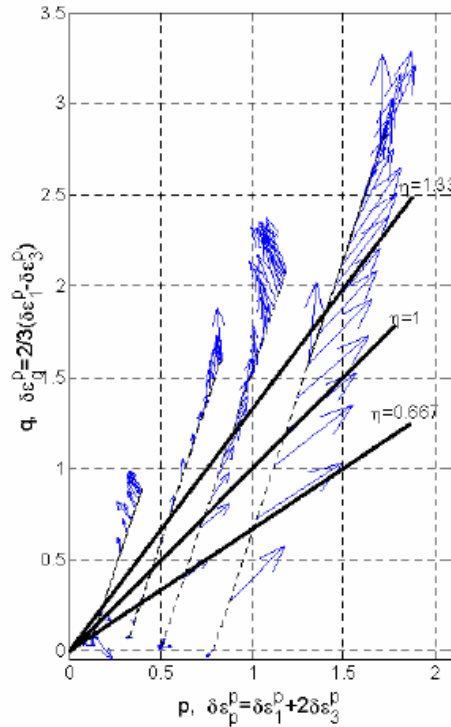


Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Como se mostrará en las siguientes graficas los vectores de incrementos de deformación plástica se han dibujado a lo largo de la trayectoria de tensiones. Se desarrollaron deformaciones plásticas al comienzo de la trayectoria de tensiones desviadoras. También se dibujaron las líneas de relación constante y se observa, como en las

arenas, que las deformaciones plásticas pueden estar relacionadas con cambios de relación de tensiones η .

Figura 6 Vectores de incrementos de deformación plástica a lo largo de las trayectorias de tensiones, para ensayos saturados (Chávez 2004)



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

La evolución del volumen específico a lo largo de la trayectoria de tensiones se dibuja como una medida de las tensiones de confinamiento p para los especímenes saturados y secos. En dicha grafica se identifica la línea de estados críticos, también muestra el estado de las muestras ensayadas y el desarrollo de la respuesta dilatante. Si al finalizar los ensayos, los índices de dilatación son

pequeños, la línea de estado crítico se dibuja muy cerca al estado del espécimen.

2.10.3. Relaciones de Vacío y Porosidad

La proporción de vacíos en un elemento de suelo se expresa en función de la Relación de Vacíos, Razón de Vacíos o Índice de Poros, denotada con **e**, o en función de la porosidad denotada con **n**.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad e = \frac{V_v}{V_t} \qquad (2.17)$$

Ambas propiedades, **e** y **n** son parámetros adimensionales, y con frecuencia **n** se expresa en porcentaje. Como se observa, **e** vincula el volumen de vacíos con una magnitud constante, para un determinado tipo de suelo, en el tiempo; en tanto **n** lo hace con un valor que varía en el tiempo. Estas relaciones se pueden vincular de la siguiente manera:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_t - V_v} \qquad (2.18)$$

$$e = \frac{\frac{V_v}{V_t}}{1 - \frac{V_v}{V_t}} \qquad e = \frac{n}{1-n} \qquad n = \frac{e}{1+e} \qquad (2.19)$$

Para tener una idea de las magnitudes que pueden alcanzar **e** y **n**, analizaremos algunos tipos de suelo:

a) Suelos Granulares

Los rangos de valores de relación de vacíos y porosidad que se encuentran comúnmente en los suelos granulares dependen de la organización de las partículas en el esqueleto del suelo. En condiciones extremas pueden ilustrarse considerando un suelo ideal con partículas esféricas de tamaño uniforme.

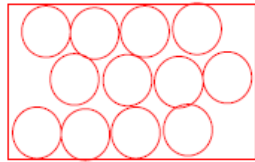
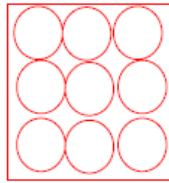


Figura 7 (a) Suelo granular ideal de partículas esféricas, ordenadas en un arreglo cúbico con seis puntos de contacto por esfera (b) Suelo granular ideal de partículas esféricas, ordenadas en un arreglo rómbico con doce puntos de contacto.

Fuente. [http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/RELACIONES%20VOLU METRICAS%20Y%20GRAVIMETRICAS%20Leoni.pdf](http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/RELACIONES%20VOLU%20METRICAS%20Y%20GRAVIMETRICAS%20Leoni.pdf)

(a) Representa el estado más suelto (máximo volumen de vacíos)

Máximo **e=0,91** mínimo **n=47,6%**

(b) Simboliza el estado más denso (mínimo volumen de vacíos)

Mínimo **e=0,35** mínimo **n=26%**

Los valores extremos que se obtienen en la práctica para suelos granulares se encuentran notablemente limitados por los valores teóricos. Los rangos típicos son los siguientes:

Arenas bien graduadas: e=0,46 – 0,67 n=30% - 40%

Arenas de tamaño uniforme: e=0,51 – 0,85 n=34% - 46%

Es claro que el conocimiento de la relación de vacíos de un suelo en su estado natural no proporciona en sí mismo una información suficiente para establecer si el suelo se encuentra en su estado “suelto o denso”. Esta información puede obtenerse sólo si la relación de vacíos **e** “in situ” se compara con la relación de vacíos máxima y mínima e_{max} y e_{min} , que pueden obtenerse con ese suelo. Tal comparación puede expresarse numéricamente en términos de Densidad Relativa **Dr** del depósito de suelo, la cual se define como:

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.20)$$

Esta ecuación indica que $0 \leq Dr \leq 1$. Valores bajos de **Dr** indican que el suelo natural se encuentra en estado “suelto”, en tanto que los valores altos indican que el suelo está en estado “denso”.

Otra forma de expresar la Densidad Relativa es haciendo uso de los pesos por unidad de volumen secos en estado natural, en estado suelto, y en estado de máxima densidad, como se indica a continuación:

$$Dr = \frac{\gamma^d - \gamma_{d_{min}}}{\gamma_{d_{max}} - \gamma_{d_{min}}} \frac{\gamma_{d_{max}}}{\gamma^d} \quad (2.21)$$

b) Suelos cohesivos:

Estos suelos generalmente poseen una proporción de vacíos mucho más alta que la que es posible en suelos granulares. Esto se debe a la actividad electroquímica asociada con las partículas de mineral de arcilla, que dan lugar a la formación de estructuras muy abiertas del tipo “panel de abejas” o similar. En general, pueden tomarse como valores típicos, los rangos siguientes:

$$E=0,55 - 5,00$$

$$n=35\% - 83\%$$

3. PRUEBA TRIAXIAL

3.1. Generalidades

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastara por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación. El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación, pues da la posibilidad de obtener una gran cantidad de estados reales de carga. En este ensayo una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras, incrementando el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Al no existir esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la fuerza de confinamiento, son los

esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

3.2. Aplicaciones

3.2.1. En fundaciones

Para fundaciones colocadas en terrenos arcillosos, la condición inmediatamente después de completar la construcción es casi siempre la más crítica. Esto es, porque la carga completa es aplicada al terreno y éste no ha tenido tiempo para ganar la resistencia adicional por consolidación. Por estas condiciones la resistencia al corte es determinada por pruebas al corte Triaxial. Para pequeños proyectos sobre los cuales el gasto de un programa de ensayos no se justifica, la capacidad de carga en suelos de arcilla saturada se puede calcular con el ensayo C.N.C.

3.2.2. Estabilidad en taludes

En cualquier caso de construcción de taludes, sean estos hechos por la mano del hombre o formados naturalmente en faldas de montaña o bordes de río, se tiene por resultado componentes gravitacionales del peso que tienden a movilizar al suelo desde un nivel más alto a uno más bajo. La filtración puede ser una causa muy importante para movilizar el suelo cuando el agua está presente, estas fuerzas variantes producen esfuerzos cortantes en la masa del suelo, y ocurrirá movimiento, a menos que la resistencia al corte sobre cada posible superficie de falla a través de la masa sea mayor que el esfuerzo actuante.

3.2.3. Empujes

Al proyectarse estructuras de sostenimiento, debe asegurarse que no solo se produzca el colapso o falla. Desplazamientos de varios centímetros no suelen tener importancia, siempre que se asegure que no se producirán repentinamente desplazamientos más grandes. Por

ello el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en estudiar las condiciones que existirán en una condición de falla, introduciendo factores de seguridad convenientes, para evitar el colapso.

Una solución completa y exacta para un caso activo o pasivo de equilibrio límite, debe cumplir las siguientes condiciones:

- ✓ Cada punto del terreno debe estar en equilibrio.
- ✓ La condición de falla Mohr-Coulomb debe cumplirse en todos los puntos.
- ✓ Los esfuerzos al interior de la masa deben estar en equilibrio con los exteriores.

3.3. Esfuerzos principales

En una prueba de compresión cilíndrica, la falla ocurre debido al corte, por ello es necesario considerar la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal que actúa sobre cualquier plano dentro del cuerpo a compresión.

En una prueba de compresión, una muestra de suelo está sujeta a fuerzas compresivas que actúan en tres direcciones, en ángulos rectos entre sí, respectivamente; uno en la dirección longitudinal, los otros dos lateralmente. Los tres planos perpendiculares sobre los cuales estas tensiones actúan, son conocidos como los planos principales.

Muchos de los problemas de mecánica de suelos son considerados en dos dimensiones, y solo son usadas las tensiones principales mayor y menor. A la influencia de la tensión principal intermedia se le resta importancia.

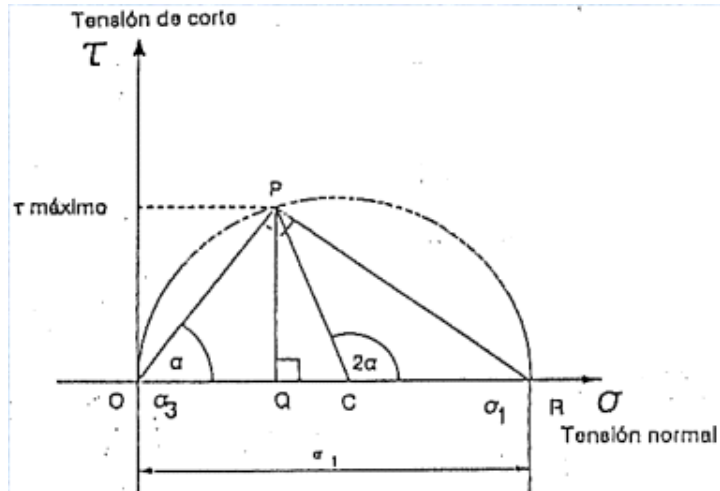
3.3. Circulo de Mohr

Representación gráfica de los estados de esfuerzo de una muestra de suelo, sometida a una prueba de compresión Triaxial.

La construcción gráfica, para definir el lugar geométrico de un punto P, por medio de círculos, es de gran importancia en la mecánica de suelos. Estas

resultantes son conocidas como tensiones del círculo de Mohr, el cual se ilustrará a continuación:

Figura 8 Círculo de Mohr para compresión Uniaxial



$$OP = \sigma_1 \cos \alpha \quad (3.1)$$

$$OQ = \sigma \quad (3.2)$$

$$QP = \tau \quad (3.3)$$

α medido con la horizontal

Fuente. <http://www3.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica9.htm>

- ✓ La máxima tensión de corte es representada por el punto P (punto más alto del círculo), y es igual al radio.

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.5)$$

- ✓ Un plano sobre el cual ocurre la máxima tensión de corte, está inclinado 45° con respecto a la horizontal.
- ✓ El centro del círculo **C**, está a una distancia $OC = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ desde el origen.

3.4. Esfuerzo desviador

Cuando una probeta cilíndrica de longitud **L** y diámetro **D**, se somete a una prueba de compresión Triaxial, será cargada en dos etapas:

- Se aplica presión completa (alrededor de la muestra) denotada por σ_3 . Esta actúa igualmente en todas las direcciones, así las tensiones radial y axial serán igual a σ_3 y ninguna tensión de corte es inducida en la muestra.
- Una carga axial **P** se aplicará desde afuera de la celda y es progresivamente incrementada. La tensión adicional causada por **P**, es solamente en la dirección axial y es igual a $\frac{P}{A}$.

Finalmente la tensión axial total, denotada σ_1 , es por igual a $\sigma_3 - \frac{P}{A}$, es decir

$$\sigma_1 = \sigma_3 - \frac{P}{A} \quad (3.6)$$

Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:

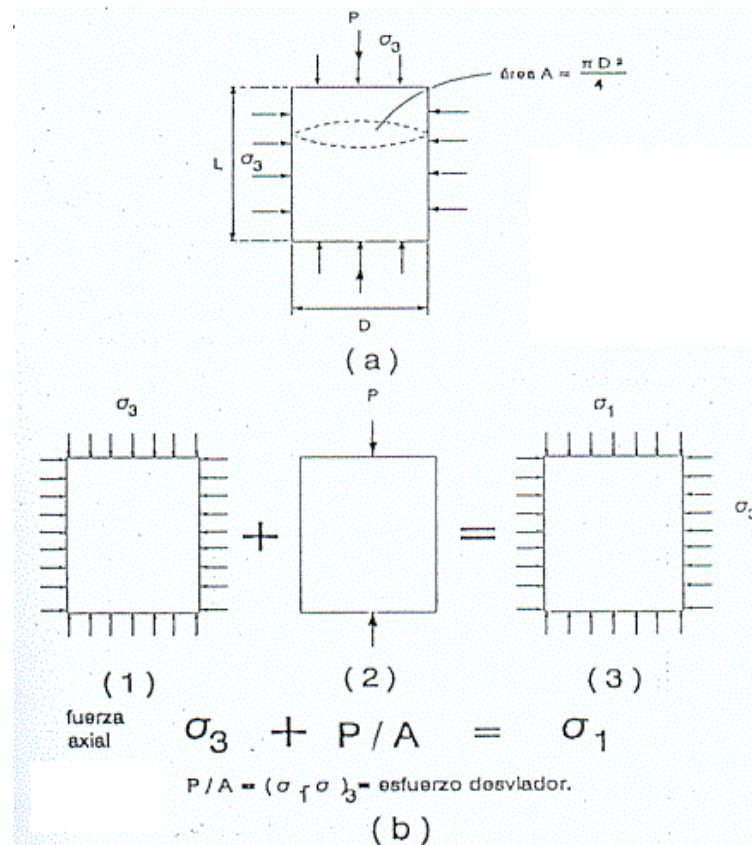
$$\frac{P}{A} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.7)$$

La diferencia de las tensiones principales $\sigma_1 - \sigma_3$ se conoce con el nombre de esfuerzo desviador.

En una prueba la presión de la celda σ_3 , es mantenida constante a un valor dado, mientras que la tensión desviadora es gradualmente incrementada.

Generalmente la tensión de falla estará representada por el máximo de la tensión de desviación.

Figura 10 Esfuerzo desviador. (a) espécimen cilíndrico, sujeto a compresión triaxial. (b) aplicación de cargas separadas en dos componentes



<http://www3.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica9.htm>

3.5. Criterio de falla Mohr-Coulomb

A partir de una serie de pruebas de compresión, llevadas a cabo sobre muestras idénticas de suelo, con presiones de confinamiento diferentes (ver figura), representadas por un conjunto de círculos de Mohr que representan la falla. Se ha definido en la práctica que una envolvente de falla es tangente

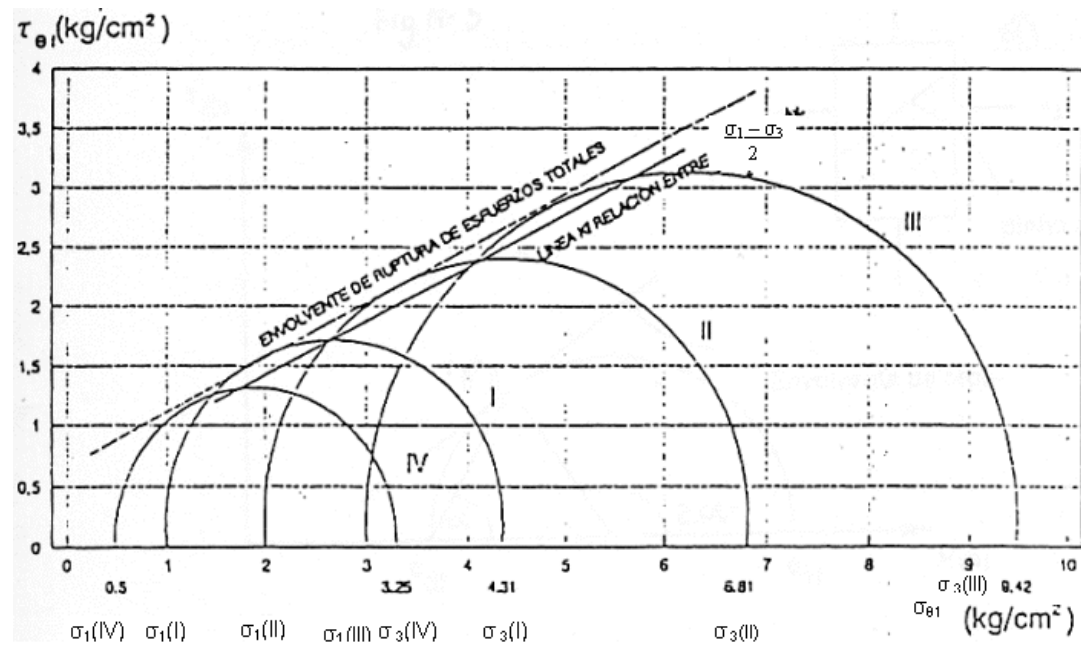
a estos círculos, la que es representada aproximadamente como una línea recta sobre un amplio rango de tensiones. La ecuación de la envolvente se puede expresar de la misma forma como la ley de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma * tg\phi \quad (3.8)$$

Donde σ y τ son tensiones totales.

La forma de la envolvente es conocida como el diagrama de Mohr.

Figura 11 Círculo de Mohr para esfuerzos totales. Diámetro 70mm



Fuente. <http://www3.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/criterioM9.htm>

En términos físicos, si un círculo de Mohr para estados particulares de esfuerzo, yace enteramente por debajo de la envolvente el suelo está en condiciones estables. Si el círculo de Mohr toca la envolvente, la resistencia máxima del suelo ha sido alcanzada, es decir, la falla ha ocurrido en un plano determinado.

Si el ángulo de este plano con respecto a la horizontal es α , esta línea que se junta con el centro del circo al punto tangente, esta inclinada en un ángulo 2α con relación al eje, de la geometría del triángulo rectángulo, se tiene:

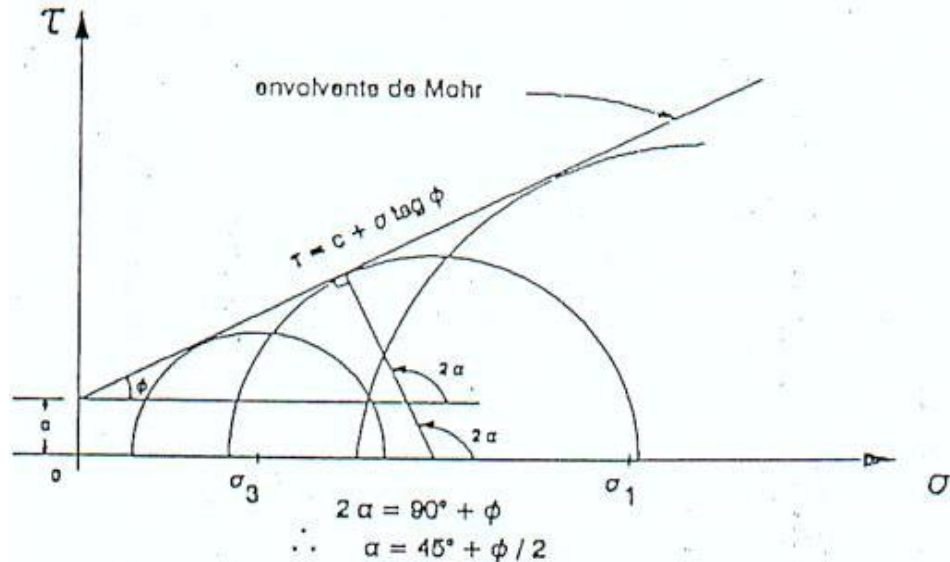
$$2\alpha = 90^\circ + \phi \quad (3.9)$$

Por lo tanto:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (3.10)$$

A este plano se le denomina Plano de Falla Teórico.

Figura 12 Esfuerzo total vs esfuerzo de corte



Fuente. <http://www3.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/criterioM9.htm>

3.6. Ventajas

Algunas ventajas de los ensayos de compresión Triaxial son:

- La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada
- Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren in situ.
- Las tensiones aplicadas son tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y deformaciones.
- Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

3.7. Limitaciones

Algunas limitaciones de los ensayos de compresión Triaxial son:

- En algunos casos de arcilla el tamaño de la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida
- Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.

3.8. Diferencia entre los ensayos Triaxial consolidado no drenado y consolidado drenado.

En el ensayo Triaxial consolidado el espécimen se somete a consolidación previa bajo presión, hasta obtener el esfuerzo efectivo, es decir, la presión de cámara queda actuando sobre la fase sólida del suelo.

En un ensayo C.U. (consolidado no drenado), la muestra es llevada a la falla por rápido incremento de la carga axial, esto se logra fácilmente en una

cámara de compresión Triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas de la bureta.

Se podría pensar que todo esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos de los suelos en forma de presión intersticial, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la parte sólida del suelo, pero en una prueba de compresión Triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde el principio.

En el ensayo C.D. (consolidado drenado), la diferencia esencial con respecto al ensayo anterior corresponde al hecho de abrir la válvula de la bureta, esto con el propósito de desalojar el agua contenido en los poros de la muestra de suelo que se está ensayando, además se cuenta el hecho de que las velocidades de aplicación de la carga son mucho más lentas que en el ensayo C.U.

Otra de las diferencias notables entre los dos ensayos, es que durante el ensayo C.D. se pueden medir las variaciones de volumen dentro de la muestra, es decir, las variaciones de volumen que experimenta el índice de vacíos, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reajuste de las partículas sólidas del suelo.

3.9. Equipo Triaxial para materiales granulares

3.9.1. Descripción general del equipo

El material se compacta dentro de un molde de 250mm de diámetro y 500mm de altura que tiene una relación de 6.25 entre el diámetro de la probeta y el tamaño máximo de la partícula.

El equipo consta de medidas de deformación globales: tres transductores tipo LVDT en la parte superior del cabezal que mide la deformación axial promedio de la probeta, y un transductor diferencial de presión (DPT), que mide la variación del volumen de agua dentro de la cámara a medida que se deforma la muestra. Las medidas de

deformación locales del equipo son dos transductores de deformación axial en la parte media de la probeta ubicados en extremos diametralmente opuestos y tres transductores de deformación radial colocados en los cuartos y al centro de la altura de la probeta. El equipo es capaz de trabajar a deformación controlada fijando la velocidad de desplazamiento del pistón axial que aplica la tensión desviadora; y a tensión controlada mediante reguladores de presión actuando sobre una interface aire-aceite.

Las medidas locales axiales ayudan a evitar la acumulación de errores de acomodo que se presentan por el mal contacto entre el cabezal con los agregados. Así mismo la diferencia entre las medidas globales y las locales permiten evaluar la penetración de la membrana.

Figura 13 Equipo triaxial para materiales granulares gruesos con control de HR

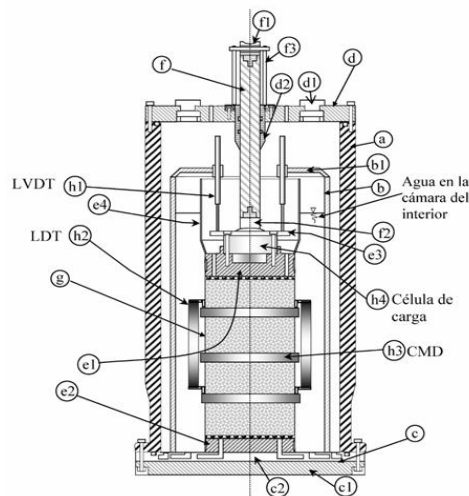


Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

3.9.2. Medida de la deformación en la célula Triaxial

El cambio volumétrico de la muestra se determina mediante tres transductores de deformación radial (CMD). Estos transductores están formados por galgas extenso métricas resistivas pegadas a un fleje de acero flexible que se deforma radialmente. Otra manera de medir la deformación volumétrica desde un punto de vista global de la muestra, es a través de un transductor diferencial de presión DPT, que es capaz de medir la variación de la altura de agua que confina la muestra. Con los desplazamientos en el cabezal medidos por los LVDTs y la altura de la columna de agua medida por el DPT. Se puede calcular la deformación volumétrica de una manera global.

Figura 14 Esquema de la célula Triaxial



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

- a cámara externa
- b cámara interna
- b1 soportes de LVDTs
- c base principal de la célula Triaxial

- c1 parte complementaria de la base
- c2 placa de acero inoxidable
- d tapa de la cámara
- d1 ventanas de cristal para supervisar el montaje
- d2 guía del eje que aplica la carga
- e1 cabezal de la probeta
- e2 base de la probeta
- e3 anillo que fija la célula de carga
- e4 prolongación del cabezal
- f eje de carga
- f1 rótula superior
- f2 rótula inferior
- f3 marco del eje de carga
- g membrana
- h1 LVDT
- h2 LDT (medida local axial)
- h3 CMDs (medida local radial)
- h4 célula de carga

3.9.3. Sistema de aplicación de carga

La aplicación de la carga desviadora mediante deformación controlada se realiza con una bomba de aceite conectada al pistón de un marco de carga. El marco de carga tiene en su parte inferior un pistón hidráulico de 285mm de diámetro efectivo, que se acciona por medio de una bomba de aceite (deformación controlada) o por una interface aire-aceite (tensión controlada). La bomba de aceite es capaz de generar una presión de 16 MPa, por lo que se puede aplicar hasta 1 MN de carga axial. Para aplicar cargas con tensión controlada se tiene una interface aire-aceite, con capacidad de aplicar una carga axial de 147 KN.

3.9.4. Instrumentación interna y externa

La deformación axial se determina con tres transductores LVDT colocados en el cabezal de la muestra, otro externo a la célula Triaxial y otros dos transductores LDTs diametralmente opuestos. La deformación radial se mide con tres transductores de deformación radial, CMD a través de un puente de Wheatstone, formado por cuatro galgas extenso métricas sumergibles, pegadas con una resina epóxica EP-18 (dos por lado) a un fleje de acero flexible que tiene una tensión de fluencia de 930,9 MPa. Estos flejes se colocan en los cuartos y en la parte central de la muestra. Con estas mismas componentes se construyeron los LDTs. La variación del nivel de agua que confina la muestra, se mide por un transductor diferencial de presión.

Figura 15 LVDTs colocados sobre el cabezal y la célula de carga del equipo Triaxial

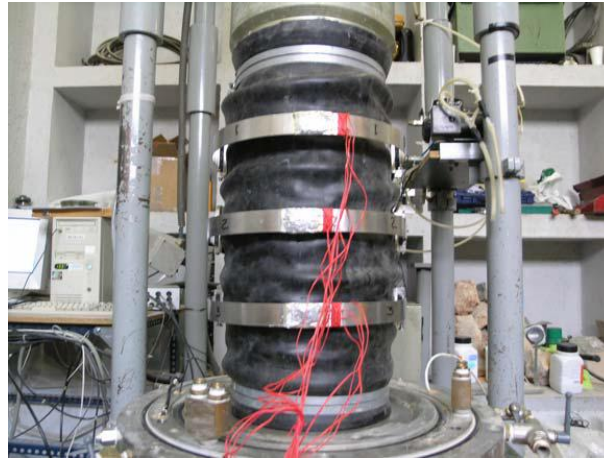


Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

3.9.5. Sistemas de control de succión y temperatura

La humedad relativa está afectada por la temperatura del ambiente, por lo que se tiene un sistema de aire acondicionado para mantener la temperatura constante.

Figura 16 Probeta y CMDs para medir la deformación volumétrica del equipo Triaxial



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

3.9.6. Sistema de adquisición de datos

Para registrar y almacenar los datos se cuenta con un ordenador y con una tarjeta de adquisición de datos. La tarjeta es de 16bits y registra 16 canales. Se alojaron 14 canales: 3 para los LVDTs internos, 1 para el externo, 3 para las CMDs, 2 para los LDTs, 2 para el higrómetro (temperatura y humedad relativa), 1 para el transductor de presión, 1 para el DPT y 1 para la célula de carga. La captura de la respuesta de los transductores se programó en Visual Basic.

Se tiene un panel de control donde están ubicados los transformadores de corriente, acondicionadores de señal, reguladores

de presión de aire, el transductor de presión, y la unidad de salida del higrómetro.

3.10. Equipo Edométrico para materiales granulares

3.10.1. Descripción general

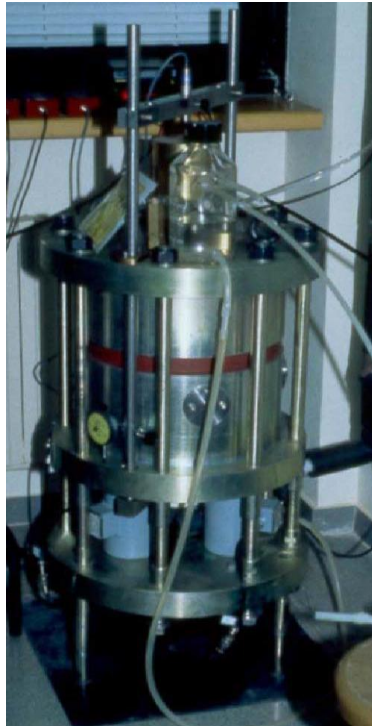
El edómetro utilizado se desarrolló por Oldecop (2000). La tensión máxima se controlaba por una válvula de seguridad. La tensión vertical se suministra por la red de aire comprimido del laboratorio con una capacidad máxima de 4 MPa. La deformación vertical se mide con un LVDT.

Para determinar la diferencia de la carga que se transmite del cabezal superior al inferior del edómetro, se usaron tres células de carga en la parte inferior de este. A partir de esta medida y la carga aplicada en el cabezal superior, se puede deducir la fuerza de fricción entre la probeta y el anillo Edométrico, obteniendo una descripción más completa del estado de tensiones dentro de la probeta.

El equipo consta de dos células de tensión lateral; formadas por un puente de Wheatstone compuesto de cuatro galgas extenso métricas, que registran la tensión lateral de radial entre la probeta y la pared del edómetro.

Para acelerar el proceso de transporte de vapor (mojado o secado) el equipo consta de una bomba que proporciona un caudal de aire de 11 litros/min, que se hace circular a través de la probeta.

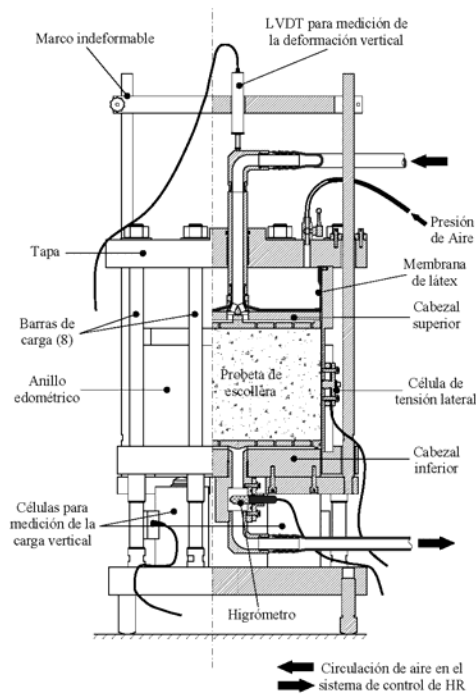
Figura 17 Edómetro para materiales granulares con control de HR



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Para registrar los datos se cuenta con un computador, y una tarjeta de adquisición de datos de 16 bits que registra 16 canales. Se alojaron 8 canales: 1 para el LVDT, 2 para las galgas extenso métricas, 3 para las células de carga verticales y 2 para el higrómetro (temperatura y humedad relativa). Para capturar la respuesta de los transductores, se tiene un programa en Visual Basic.

Figura 18 Esquema del edómetro de materiales granulares Oldecop



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Con la finalidad de reducir la fricción que se presenta en el anillo Edométrico cuando se aplican tensiones verticales y debido al aumento de área de contacto en los ensayos con granulometría continua, se aplicó un recubrimiento de polietileno en dos capas, fijadas al anillo Edométrico con grasa. En los ensayos con granulometrías discontinuas, donde se tienen menos puntos de contacto, se utilizó un recubrimiento de una placa delgada de 1,2mm de látex alrededor del anillo.

4. Descripción del software utilizado

4.1. GiD

GiD es un pre y post-procesador universal, adaptivo y fácil de usar para simulaciones numéricas en ciencia e ingeniería. Ha sido diseñado para cubrir todas las necesidades comunes en el campo de las simulaciones numéricas desde el pre al post-procesamiento de:

- modelamiento geométrico
- definición efectiva de análisis de datos
- generado de mallas
- transferencia de datos al software de análisis
- visualización de resultados numéricos

Los tipos de problemas típicos que se pueden abordar con éxito con GiD incluyen la mayoría de las situaciones en mecánica de sólidos y estructural, dinámica de fluidos, electromagnetismo, transferencia de calor, **geo mecánica**, procesos de la formación industrial, etc., utilizando elementos finitos, volúmenes finitos, elementos de contorno, diferencias finitas, sin mallas o de partículas basada en procedimientos numéricos.

4.2. Sistema de cálculo avanzado basado en el método de elementos finitos

El sistema de cálculo **CODE-BRIGHT**, basado en el método de los elementos finitos, es capaz de efectuar el análisis Termo-Hidro-Mecánico (THM) acoplados en dos y tres dimensiones de problemas reales de la ingeniería civil y de minas. **CODE-BRIGHT** puede simular aspectos tales como: estructura y discontinuidad del terreno, excavación y construcción, filtraciones, comportamiento termo-hidro-mecánico de suelos, rocas y discontinuidades, distintas opciones de refuerzo y otras. Si bien este sistema fue desarrollado para estudiar problemas THM en almacenamientos de residuos radiactivos subterráneos, puede ser utilizado para una amplia gama de otros problemas de ingeniería civil y minas.

4.2.1. Marco Teórico

CODE-BRIGHT es un código Termo-Hidro-Mecánico (THM) completamente acoplado, el cual resuelve el problema del flujo de gas y agua en un medio no-saturado que deforma a medida que se producen cambios en los esfuerzos totales y/o las presiones de gas y agua.

Las variables independientes de la formulación son la presión de gas P_g , la presión de líquido P_l , y el vector desplazamiento u . Los flujos advectivos y difusivos se calculan a través de las leyes generales de Darcy y Fick, respectivamente. La parte mecánica se formula en términos de dos campos de esfuerzos independientes: tensión neta ($\sigma' = \sigma - P_g$, $\sigma = \text{tensión total}$) y succión matricial ($s = P_g - P_l$)

El programa resuelve simultáneamente el siguiente conjunto básico de ecuaciones:

Balance de masa de gas (aire):

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_g n (-S_l + H S_l) \right] + \text{div} \left[\rho_g (v_g + H v_l) \right] = 0 \quad (4.1)$$

Donde ρ_g , S_l y n son la densidad del gas, el grado de saturación y la porosidad. v_g y v_l Son los vectores de velocidad macroscópica (ley de Darcy) del gas y del líquido. H es la constante de Henry y define la masa de gas disuelta en el líquido.

Balance de masa de líquido (agua):

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\rho_l n S_l \right] + \text{div} \left[\rho_l v_l \right] = 0 \quad (4.2)$$

Donde ρ_l es la densidad del líquido. Esta ecuación no considera la transferencia de humedad en forma de vapor. El transporte por vapor es significativo en los casos de gradientes de temperatura importantes o grado de situación pequeños.

Equilibrio mecánico:

$$\frac{\partial (\sigma_{ij} - \delta_{ij} P_g)}{\partial x_j} + \frac{\partial P_g}{\partial x_i} + b_i = 0 \quad ; \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.3)$$

Donde b_i son la fuerza de masa, P_g la presión de gas, σ_{ij} las tensiones totales, x_i el sistema de coordenadas y δ_{ij} la función de Kronecker. En esta ecuación el equilibrio está formulado en términos de tensiones netas (exceso de la tensión total sobre la presión de gas). Cuando el terreno alcanza la saturación, $P_g = P_l$, la succión $s = P_g - P_l$ se anula y se recupera la clásica formulación de tensiones efectivas.

Constitutivas y de movimiento:

i) Hidráulicas

El líquido y el gas se mueven de acuerdo a la ley de Darcy

$$\mathbf{v}_l = -\left(\mathbf{K}_l / \gamma_l \right) \nabla (P_l - \rho_l \mathbf{g}) \quad (a)$$

$$\mathbf{v}_g = -\left(\mathbf{K}_g / \gamma_g \right) \nabla (P_g - \rho_g \mathbf{g}) \quad (b)$$

γ_l y γ_g Son el peso específico del líquido y del gas. La densidad del líquido se calcula por $\rho_l = \rho_{10} \exp \beta (P_l - P_{10})$, $\beta =$ compresibilidad del líquido, ρ_{10} y P_{10} son la densidad y la presión de líquido a T_0 (temperatura de referencia). El gas se comporta como un gas ideal: $\rho_g = MP_g / RT$, $M =$ peso molecular del gas, $R =$ constante de los gases, $T =$ temperatura absoluta (ley de gas ideal). $K_l = K k_{rl} \rho_l g / \mu_l$ y $K_g = K k_{rg} \rho_g g / \mu_g$ son el tensor permeabilidad al líquido y al gas. El tensor permeabilidad intrínseca, \mathbf{K} , depende de la estructura porosa del terreno y varía con la porosidad de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_o \frac{n^3}{1-n} \frac{1-n_o}{n_o^3} \quad (4.4)$$

Donde K_0 es el tensor permeabilidad intrínseca para la porosidad de referencia n_0 . k_{rl} y k_{rg} son las permeabilidades relativas al líquido y al gas, las cuales controlan la variación de la permeabilidad en régimen

no saturado. μ_l y μ_g son las viscosidades dinámicas del líquido y del gas. g es la aceleración de la gravedad.

Para resolver las ecuaciones indicadas anteriormente es necesario especificar las permeabilidades al gas y al líquido como una función del grado de saturación (o de la succión) y también una relación entre el grado de saturación y la succión (curva de retención de líquido). En general, las permeabilidades relativas al líquido y al gas k_{rl} y k_{rg} se hacen dependientes del grado de saturación efectivo, S_e , que se expresa por:

$$S_e = \frac{S_l - S_{lr}}{S_{ls} - S_{lr}} \leq 1 \quad (4.5)$$

Donde S_l es el grado de saturación, S_{lr} el grado de saturación residual y S_{ls} el grado de saturación máximo. En los ejemplos se han utilizado las siguientes expresiones para las permeabilidades relativas:

-Permeabilidad relativa al líquido

$$k_{rl} = S_e^{1/2} \left(1 - \left(S_e^{1/\lambda} \right)^\lambda \right)^2 \quad (\text{Van Genuchten, 1980}) \quad (4.6)$$

$$k_{rl} = A S_e^\beta \quad (\text{ley potencial generalizada}) \quad (4.7)$$

-Permeabilidad relativa al gas

$$k_{rg} = A \left(1 - S_e \right)^\beta \quad (\text{ley potencial generalizada})$$

Donde λ , A y β son parámetros del material.

Para la curva de retención de los materiales se ha adoptado el modelo propuesto por van Genuchten (1980):

$$S_e = \frac{S_l - S_{lr}}{S_{ls} - S_{lr}} = \left(1 + \left(\frac{s}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} \quad (4.8)$$

Donde P_0 y λ son parámetros del material. En los análisis llevados a cabo no se han tenido en cuenta efectos de histéresis de la curva de retención.

ii) Mecánicas

La ecuación constitutiva mecánica toma la forma incremental:

$$d\sigma' = \mathbf{D} d\varepsilon + \mathbf{h} ds \quad (4.9)$$

Los coeficientes de la matriz \mathbf{D} y \mathbf{H} se definen a través del modelo constitutivo.

El comportamiento de las rocas se describe por medio de un modelo elástico lineal isotrópico definido por dos parámetros: E, módulo de Young y ν , Relación de Poisson.

Para suelos, se utiliza el modelo elástico no lineal:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{k_i(s)}{1+e} \frac{dp'}{p'} + \frac{k_s(p',s)}{1+e} \frac{ds}{s+0.1} \quad (4.10)$$

$$k_i(s) = k_{i0} (1 + \alpha_i s) \quad (4.11)$$

$$k_s(p',s) = k_{s0} (1 + \alpha_{sp} \ln p'/p_{ref} + \alpha_{ss} s) \quad (4.12)$$

Donde ε_v^e es la deformación volumétrica elástica, e es el índice de vacíos, $p' = \left(\frac{1}{3}\right) (\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z')$ es la tensión media neta, e es el índice de vacíos, k_{i0} es la pendiente elástica inicial de la curva volumen específico-tensión media para la succión nula, k_{s0} es la pendiente elástica inicial de la curva volumen específico-succión para succión nula. α_i es parámetro para k_i , α_{sp} y α_{ss} son parámetros para k_s y p_{ref} es una tensión medida de referencia. Las deformaciones elásticas desviadoras se obtienen para un coeficiente de Poisson, ν , constante.

4.2.2. Pasos generales para resolver un problema:

- I. Definir geometría-Puntos, líneas, superficies y volúmenes
- II. Definir datos generales del problema
- III. Asignar propiedades a los materiales
- IV. Asignar condiciones de contorno e iniciales al dominio
- V. Generar la malla de elementos finitos
- VI. Ejecutar el programa de calculo
- VII. Visualizar los resultados
- VIII. Análisis de los resultados

5. Modelación de ensayos Triaxiales

El efecto del agua sobre el comportamiento de los materiales granulares se ha relacionado al fenómeno de propagación de fracturas. Este mecanismo, que controla la rotura de partículas, ha permitido formular nuevos modelos constitutivos y simular los ensayos triaxiales y edométricas con control de humedad relativa.

Un aspecto fundamental del comportamiento de las estructuras construidas con materiales granulares gruesos es el colapso inducida por humedecimiento parcial o total. El humedecimiento parcial, inducido por lluvias o cambios ambientales, ha mostrado tener la misma relevancia que la inundación total. La mayoría de los procedimientos computacionales usados hasta el momento utilizan el flujo de agua desacoplado, por lo que son incapaces de manejar este factor ambiental fundamental.

5.1. Modelo constitutivo de escolleras

El modelo de escolleras para condiciones triaxiales es una extensión del modelo de compresibilidad desarrollado por Oldecop y Alonso (2001).

La compresibilidad volumétrica de los materiales granulares se asume que presenta dos componentes, cuyos orígenes son una reorganización de las partículas y el fenómeno de rotura de partículas. La segunda es

altamente dependiente de la humedad relativa prevaleciente (o alternativamente la succión total, Ψ) en las partículas de la escollera. El segundo mecanismo se activa más allá de un umbral de tensiones, P_y . La compresibilidad isotrópica esta descrita por las ecuaciones:

$$d\varepsilon_v = \lambda^i dp \quad \text{si } p \leq p_y \quad (5.1)$$

$$d\varepsilon_v = \lambda^i dp + \lambda^d s dp \quad \text{si } p > p_y \quad (5.2)$$

Donde $d\varepsilon_v$ es el incremento de deformación volumétrica, p son las tensiones medias totales, y λ^i y $\lambda^d s$ son los parámetros de compresibilidad. $\lambda^d s$, que depende de la succión total, describe un mecanismo de deformación basado en la rotura de partículas. La compresibilidad de los materiales granulares se incrementa cuando el material se humedece igualmente, los materiales granulares colapsan a una tensión de confinamiento constante, cuando la humedad relativa del ambiente se incrementa. El superíndice d en $\lambda^d s$ se refiere al retraso natural del mecanismo de rotura de partículas.

A continuación se presenta una función apropiada para el parámetro de compresibilidad clásica $\lambda^d s$ (Oldecop y Alonso 2001):

$$\lambda^d s = \lambda_0^d - \alpha_s \ln \frac{s+P_{atm}}{P_{atm}} \quad (5.3)$$

Donde λ_0^d es la compresibilidad volumétrica para condiciones saturadas y α_s es un parámetro del material. La presión atmosférica, P_{atm} , se introduce para evitar indeterminaciones para condiciones saturadas. $\lambda^d s$ esta limitado a $\lambda^d s \geq 0$.

El comportamiento elástico de las escolleras se caracteriza por dos coeficientes de compresibilidad κ y k_s , y una relación de Poisson, ν , que se define como:

$$d\varepsilon_v^e = \kappa dp = \frac{dp}{E} 3(1 - 2\nu) \quad (5.4)$$

$$d\varepsilon_v^{es} = k_s \frac{ds}{s+P_{atm}} \quad (5.5)$$

Donde las deformaciones volumétricas elásticas $d\varepsilon_v^e$ y $d\varepsilon_v^{es}$ se inducen por las tensiones totales y con cambios de succión.

Para condiciones isotropas, la tensión de fluencia, p_0 , se definió mediante la expresión (Oldecop y Alonso 2001):

$$p_0 = p_o^* \quad \text{si } p_o^* \leq p_y \quad (5.6)$$

$$p_0 = p_y + \frac{\lambda^i - \kappa}{\lambda^i + \lambda^d} \frac{p_o^* - p_y}{s - \kappa} \quad \text{si } p_o^* > p_y \quad (5.7)$$

Donde p_o^* define la posición de la curva de fluencia, y se identifica como la tensión de fluencia para un estado muy seco de la escollera. Se ha propuesto una ley simple de endurecimiento volumétrico para determinar la evolución de p_o^* :

$$dp_o^* = \frac{d\varepsilon_v^p}{\lambda^i - \kappa} \quad (5.8)$$

Donde las deformaciones volumétricas plásticas, $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_v - d\varepsilon_v^e$, puede ser obtenida a través de las condiciones de consistencia.

Ahora el modelo será extendido a condiciones de tensiones triaxiales por medio de una familia de curvas de fluencia elípticas. La superficie de fluencia, F , en un espacio (p, q, s) se define mediante:

$$F(p, q, s) = q^2 - M^2 (s - p + p_s) (p_0 - s - p) = 0 \quad (5.9)$$

Un modelo constitutivo para escolleras en el que el efecto de la succión sobre la resistencia de las escolleras se introduce a través de los parámetros p_s y M . El parámetro p_s proporciona una intercepción de cohesión aparente, que sirve para aproximar la envolvente de resistencia no lineal, encontrada en los ensayos. La dependencia de la pendiente del estado crítico M sobre la succión, también ayuda a introducir el efecto de la succión sobre las escolleras limitando las condiciones de corte. p_s se define simplemente como una función lineal de succión:

$$p_s = k_s s \quad (5.10)$$

Donde k_s es un parámetro del material.

Los datos experimentales disponibles en este estudio, consisten en ensayos desarrollados sobre las muestras secas (HR10%) o inundadas (HR100%), por lo que es conveniente definir M_s en términos de dos valores extremos: M_{seco} y $M_{saturado}$. A menudo, M_{seco} corresponde a la humedad relativa bajo estudio y $M_{saturado}$ corresponde a las condiciones saturadas. La transición de $M_{saturado}$ a M_{seco} toma lugar para un incremento en succión de un valor cero, cuando la muestra está saturada, hasta un valor muy alto, típicamente a pocas decenas o cientos de MPa, para la humedad relativa bajo estudio. Para dicha variación se recomienda usar:

$$M_s = M_{seco} - M_{seco} - M_{saturado} \frac{M_{saturado}^{s/10P_{atm}}}{M_{seco}} \quad (5.11)$$

Las escolleras se comportan de manera no asociada. Para mantener la simplicidad del modelo, se sugirió y adoptó una función de fluencia, así la función potencial G se define de la siguiente manera:

$$G(p, q, s) = q^2 - \alpha M^2 s p + p_s s p_0 s - p = 0 \quad (5.12)$$

Donde α es un parámetro del material que toma en cuenta la no asociatividad.

La succión controla la velocidad de propagación de las grietas en las partículas de escollera, y al ser una variable de estado externa, es controlada por las condiciones de frontera y el fenómeno de flujo. La velocidad de propagación de las grietas depende de la energía total de agua sobre la propagación de las grietas, y por lo tanto se mide por la humedad relativa o alternativamente por la succión total.

5.2. Planteamiento viscoplástico para escolleras

Las ecuaciones (5.9) y (5.12) para las funciones de fluencia y potencial plástico pueden ser generalizadas a estados de tensiones

tridimensionales, escribiéndolas en términos del segundo invariante del tensor de tensiones desviadoras, J_{2D} , y el primer invariante del tensor de tensiones, J_1 , como las siguientes:

$$F(J_1, J_{2D}, s) = 3J_{2D} - \frac{1}{9}M^2 s \quad J_1 + 3\kappa_s s \quad 3p_0 s - J_1 = 0 \quad (5.13)$$

$$G(J_1, J_{2D}, s) = 3J_{2D} - \frac{1}{9}\alpha M^2 s \quad J_1 + 3\kappa_s s \quad 3p_0 s - J_1 = 0 \quad (5.14)$$

Una formulación viscoplástica ofrece ventajas computacionales, especialmente en problemas geotécnicos, ya que el planteamiento viscoplástico proporciona una única solución y se usa como procedimiento de regularización. El comportamiento de colapso es un proceso de reblandecimiento que incluye dificultades numéricas. En algunos casos la inestabilidad ocurre por concentraciones de colapso en elementos aislados, mientras en otros los alrededores experimentan una relajación de tensiones inducidas, que revierten en su condición elástica. Este fenómeno complica la modelización del colapso generalizado. El planteamiento viscoplástico ayuda en esta consideración, porque homogeniza la distribución espacial de las deformaciones de colapso. Además se puede asegurar una solución cercana a la solución elastoplástica real, incrementando suficientemente el parámetro de fluidez de la formulación viscoplástica. Las siguientes relaciones constitutivas fueron modeladas. Los índices de deformaciones totales ε se calculan como una suma de componentes elásticas ε^e y viscoplásticas ε^{vp} :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp} \quad (5.15)$$

La componente viscoplástica se calcula a través:

$$\varepsilon^{vp} = \Gamma \phi F \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (5.16)$$

Donde Γ es un parámetro de fluidez y ϕF es una función de flujo definida como:

$$\phi F = \phi F \quad \text{Si } F > 0 \quad (5.17)$$

$$\phi F = 0 \quad \text{Si } F \leq 0 \quad (5.18)$$

Una expresión usual para la función de flujo ϕ es la siguiente:

$$\phi F = \frac{F}{F_0}^N \quad (5.19)$$

Donde F_0 es una tensión de referencia. Se eligieron los siguientes parámetros viscoplástico para obtener una respuesta lo más cercana a la plasticidad:

$$\Gamma = 100s^{-1}$$

$$N = 5$$

Es decir, las deformaciones no se retrasan en el tiempo. La dependencia del tiempo, como resultado de la succión o de los cambios de tensiones en el tiempo, pero no del retraso de las deformaciones.

Las deformaciones plásticas se calculan como la integral de las deformaciones viscoplástica en un intervalo de tiempo. Su cálculo se realiza así:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon^e + \Delta \varepsilon^p = \Delta \varepsilon^e + \Delta t \varepsilon^{vp} \quad (5.20)$$

$$\Delta \varepsilon = D^{-1} \Delta \sigma + \Delta t \Gamma \phi F \frac{\partial G}{\partial \sigma}^{k+\theta} \quad (5.21)$$

$$\Delta \varepsilon = D^{-1} \Delta \sigma + \Lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma}^{k+\theta} \quad (5.22)$$

Donde $\Delta t = t^{k+\theta} - t^k$ es el incremento del tiempo en el que el incremento de deformación se calcula, y el superíndice $k + \theta$ indica que el índice de deformación viscoplástica se calcula en un tiempo intermedio definido como $t^{k+\theta} = t^k$. El planteamiento total implícito es usado en este punto, y esto significa $\theta = 1$. El término $\Delta t \Gamma \phi F$ es formalmente equivalente a un multiplicador plástico Λ .

5.3. Comportamiento de fluencia de las escolleras

Los registros de grandes deformaciones en el tiempo de estructuras de escolleras muestran el significativo comportamiento de la fluencia en ellas. El mecanismo esencial de propagación suscritica de grietas, en partículas tensionadas, proporcionan una explicación física para el comportamiento

macroscópico de fluencia observado. Los registros de tiempo-deformación se interpretaron (Oldecop y Alonso 2001), en términos de un coeficiente de fluencia, λ^t , definido en una manera clásica:

$$\lambda^t = \frac{d\varepsilon_v}{d \ln t} \quad (5.23)$$

Se encontró que λ^t depende de las tensiones de confinamiento y de la succión total prevalecientes en los ensayos edométricas. Para un rango extenso de tensiones y valores de succiones, λ^t depende linealmente de la tensión de confinamiento y del logaritmo de la succión aplicada.

La segunda dependencia indica que el índice de fluencia disminuye con el incremento de la succión. Presumiblemente un índice de fluencia cero puede obtenerse para un ambiente esencialmente seco, pero esta condición límite no se encontró en los experimentos desarrollados, en base a estas consideraciones, se propuso la siguiente expresión para la componente volumétrica de grandes deformaciones de fluencia de las escolleras:

$$\varepsilon_v^c = \frac{d\varepsilon_v^c}{dt} = \frac{\lambda^t p, s}{t} = \frac{1}{\eta_v s, t} p \quad (5.24)$$

Donde la dependencia de tensiones es asumida a ser lineal, y η_v es un coeficiente de viscosidad para la fluencia volumétrica dad por:

$$\frac{1}{\eta_v s, t} = \frac{\mu}{t} \left[1 - \beta^c \ln \frac{s+P_{atm}}{P_{atm}} \right] \quad (5.25)$$

Donde μ y β^c son parámetros constitutivos. Los valores de $\mu = 0.0012 \text{ MPa}^{-1}$ y $\beta^c = 0.083$ proporcionan una representación apropiada de los datos de fluencia.

Otra posible expresión para la fluencia desviadora podría ser:

$$\varepsilon_d^c = \frac{d\varepsilon_d^c}{dt} = \frac{1}{3\eta_d s, t} q \quad (5.26)$$

Donde η_d se relaciona con η_v . De hecho η_d puede ser una fracción de η_v :

$$\eta_d = a\eta_v \quad (5.27)$$

Bajo condiciones de tensiones generales, los índices de fluencia serian calculados a través de una ecuación viscoelástica general:

$$\varepsilon^c = \frac{1}{2\eta_d} \sigma - pI + \frac{1}{3\eta_v} pI \quad (5.28)$$

Donde las viscosidades desviadoras y volumétricas han sido ya definidas, y I es la matriz de identidad.

En el modelo constitutivo generalizado de escolleras, los índices de deformación se calculan como la suma de tres: contribución elástica, viscoplástica y de fluencia.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp} + \varepsilon^c \quad (5.29)$$

5.4. Determinación de los parámetros del material

Los ensayos se desarrollaron sobre un material seco equilibrado con una humedad relativa de 10% que fue posteriormente inundando bajo condiciones triaxiales.

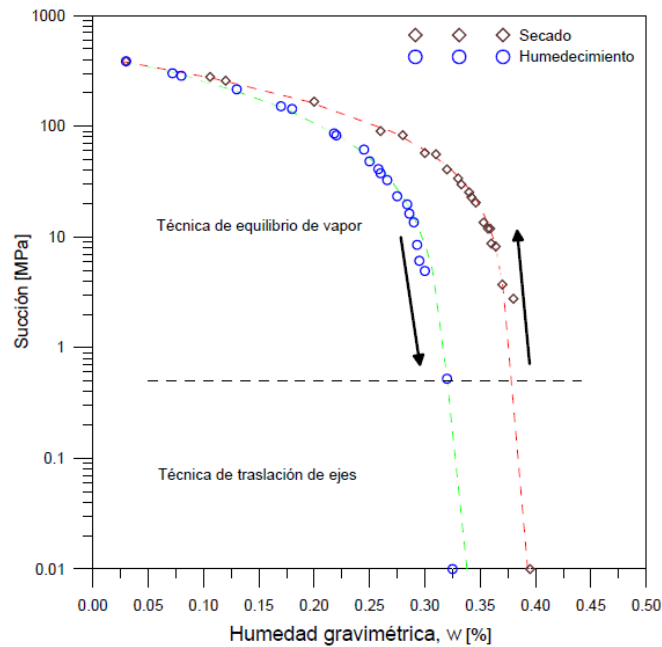
Estos ensayos, se interpretaron como problema de contorno. Las tensiones, las deformaciones y las condiciones de flujo se aplican en el contorno de la muestra. Las propiedades relacionadas con el flujo, son necesarias para el desarrollo de los cálculos. En la figura 5.1 se muestra la curva de retención para el material calizo utilizada para el cálculo. En la curva se muestran dos partes distintas, que reflejan la estructura de un material de escollera. Los grandes vacíos entre las partículas de roca, que proporcionan la mayoría del volumen de poros, llegan a vaciarse para una succión muy pequeña. Así, el agua restante es almacenada en partículas de roca, presentando una fuerte resistencia a la desaturación, por los tamaños pequeños de los poros de la roca. Caracterizando de forma bimodal el comportamiento de la retención de agua de la escollera. La conductividad hidráulica del material está descrita mediante la expresión:

$$K = k \frac{\rho_w g}{\mu_w} K_r S_r \quad (5.30)$$

Donde k es la permeabilidad intrínseca m^2 ; μ_w es la viscosidad del fluido; ρ_w es la densidad del fluido; y g es la aceleración debido a la gravedad. La permeabilidad intrínseca depende de la porosidad y la

estructura de los poros del material. La permeabilidad relativa introduce el efecto de la saturación parcial. K_r varía entre cero (suelo seco) y 1 (suelo saturado), y es normalmente expresado como una función no lineal del grado de saturación S_r .

Figura 19 Curva de retención del material calizo utilizado en el estudio



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

Los especímenes de ensayo triaxiales se simularon utilizando una malla axisimétrica definido por 96 elementos cuadriláteros lineales. La tensión de confinamiento se aplicó en las fronteras laterales, y un índice de desplazamiento vertical constante se fijó en la frontera superior. Las tensiones se calcularon en esta frontera. Para los pasos secos de los ensayos, una succión alta constante, que representa las condiciones de la HR, se mantuvo la muestra. Los contornos laterales se asumieron impermeables. Las inundaciones se simularon imponiendo la condición de succión cero en el contorno superior.

Se simularon dos diferentes trayectorias de tensión-succión. La primera se desarrolló para condiciones totalmente saturadas HR 100%, y la segunda a succión constante de HR 10%.

Los especímenes ensayados se prepararon compactando el material en 6 capas delgadas y obteniendo muestras uniformes. Con el objeto de simular los ensayos triaxiales, se usó una importante una importante tensión media efectiva de pre consolidación, asociada con la compactación. Un modelo elástico no lineal debería facilitar la modelación de los ensayos, y debería requerir una tensión de pre consolidación que se activara a tensiones bajas. Es creíble que las condiciones de fluencia en el campo, las cuales incluyen la rotura de partículas, especialmente para las capas delgadas ligeramente compactadas, empiecen inmediatamente después de la compactación.

Los resultados de las simulaciones se presentan en las figuras 5.2, 5.3 y 5.4.

La resistencia es alta para el material calizo. El modelo captura razonablemente bien las curvas tensión-deformación bajo condiciones secas, la pérdida final de la resistencia bajo condiciones húmedas.

En general las deformaciones volumétricas de compresión se sobreestiman, especialmente para bajas tensiones de confinamiento cuando los efectos de la dilatancia parecen dominar.

La serie de ensayos desarrollados proporcionan suficientes datos para obtener los parámetros del modelo con un grado aceptable de confianza.

5.5. Resultado de la modelación para ensayos con granulometrías continuas

A continuación se presentará la simulación de los ensayos triaxiales para diferentes trayectorias de tensión-succión y velocidades de deformación de corte. Los parámetros usados en el modelo constitutivo se resumen en la tabla 5.1 que son aplicables para las diferentes velocidades de deformación de corte. En la modelación solo se cambia el valor de la

pendiente de la resistencia al corte en el estado último para la condición seca y saturada.

Tabla 1 Parámetros modelo constitutivo

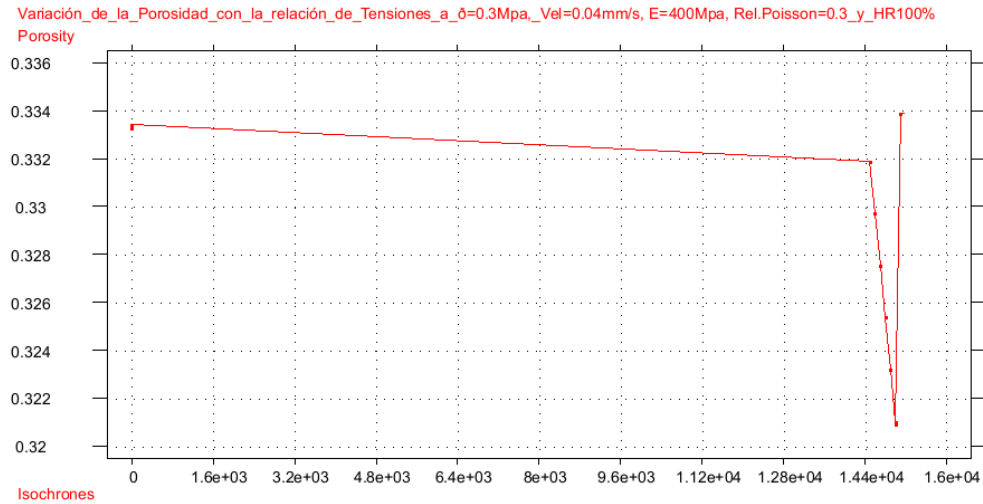
Comportamiento Elástico	Símbolo	Unidad	Material
Módulo Elástico	E	MPa	400
Relación de Poisson	ν		0.3
Comportamiento Plástico			
Compresibilidad instantánea virgen	λ^i	MPa^{-1}	0.01345
Compresibilidad clásica para condiciones saturadas	λ_0^d	MPa^{-1}	0.01494
Parámetro que describe el cambio de la compresibilidad clásica con la succión total	α_s		0.0016
Pendiente de la envolvente de resistencia del estado crítico para condiciones secas	M_{seco}		2
Pendiente de la envolvente de resistencia del estado crítico para condiciones saturadas	M_{sat}		1.96
Parámetro que controla el incremento de la cohesión con la succión	k_s		0
Tensión media de fluencia para el inicio del fenómeno clásico	p_y	MPa	0.12
Parámetro que define la no-asociatividad del potencial plástico	α		3
Comportamiento de fluencia			
Coeficiente de fluencia para condiciones saturadas	μ	MPa^{-1}	0.0012
Parámetro que controla la influencia de la succión sobre el índice de fluencia	β^c		0.083

Fuente. Tesis Doctoral. "Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión" Enrique Francisco Ortega Iturralde

5.5.1. Simulaciones

CONDICIÓN SATURADO HR100% (Succión $\Psi=0$ Mpa)

Figura 20 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$, vel=0.04 mm/s
E= 400 MPa, Rel. Poisson= 0.3, HR= 100%



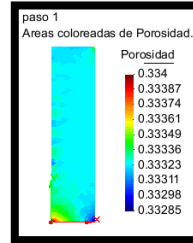
Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.δ=0.3Mpa.HR100%		
Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33325	0.4998
4	0.3334	0.5001
14496	0.33186	0.4966
14596	0.32971	0.4918
14696	0.32755	0.4870
14796	0.32538	0.4823
14896	0.32321	0.4775
14996	0.32103	0.4728
15000	0.32094	0.4726
15096	0.33387	0.5012
15196	0.33387	0.5012
15296	0.33387	0.5012
15396	0.33387	0.5012
15496	0.33387	0.5012
15596	0.33387	0.5012
15600	0.33387	0.5012

✓ **PRIMER INTERVALO DE TIEMPO=1HORA**

Porosidad = 0.33325

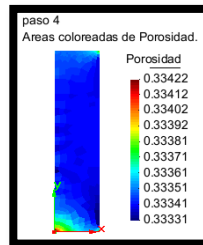
Relación de Vacíos = 0.4998



✓ **SEGUNDO INTERVALO DE TIEMPO = 3 HORAS**

Porosidad = 0.3334

Relación de Vacíos = 0.5

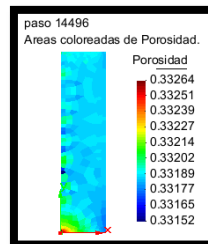


✓ **TERCER INTERVALO DE TIEMPO = 10 MINUTOS = 600 SEGUNDOS**

Porosidad = 0.33187

Relación de Vacíos = 0.4967

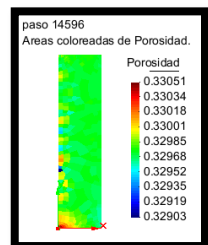
Paso = 14496seg = 4.026horas



Porosidad = 0.32972

Relación de Vacíos = 0.4919

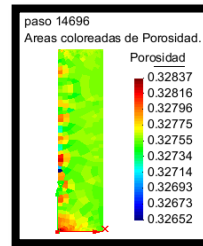
Paso = 14596seg = 4.054horas



Porosidad =0.32757

Relación de Vacíos = 0.4871

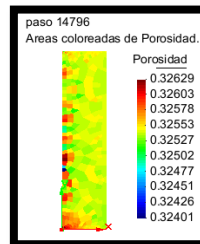
Paso =14696seg=4.082horas



Porosidad =0.32541

Relación de Vacíos = 0.4823

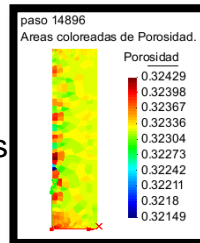
Paso =14796seg = 4.11horas



Porosidad =0.32325

Relación de Vacíos = 0.4776

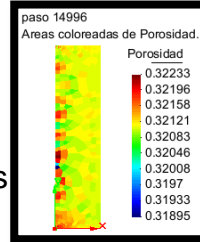
Paso =14896seg = 4.137horas



Porosidad = 0.32108

Relación de Vacíos = 0.4729

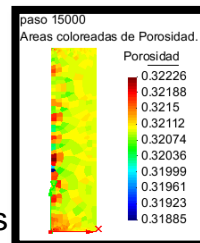
Paso =14996seg = 4.165horas



Porosidad =0.32099

Relación de Vacíos =0.4727

Paso =15000seg = 4.166horas



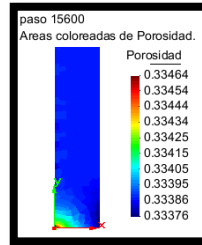
✓ **CUARTO INTERVALO DE TIEMPO = 10 MINUTOS = 600**

SEGUNDOS

Porosidad =0.33387

Relación de Vacíos =0.5012

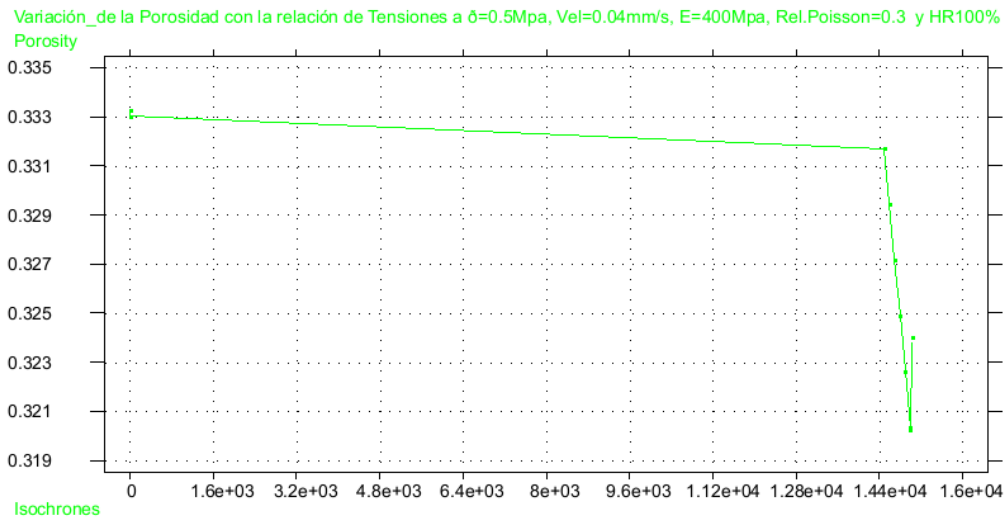
Paso =15600seg = 4.333horas



Interpretación

La simulación del modelo constitutivo de escolleras se realizó en los intervalos de tiempo descritos anteriormente, para el primer intervalo de tiempo de una (1) hora se aplicó una tensión media de 0.63 Mpa representando la compactación inicial de la muestra, luego se procede aplicar una tensión de confinamiento sobre toda la muestra en un intervalo de tiempo de tres (3) horas para luego proceder al tercer intervalo de tiempo de diez (10) minutos donde se aplicó la tensión desviadora e igualmente se aplicó también la tensión de confinamiento en el modelo. Finalmente se deja la muestra un tiempo de diez (10) minutos que corresponde al cuarto intervalo de tiempo para analizar la dilatación que presenta el material después de terminado el proceso.

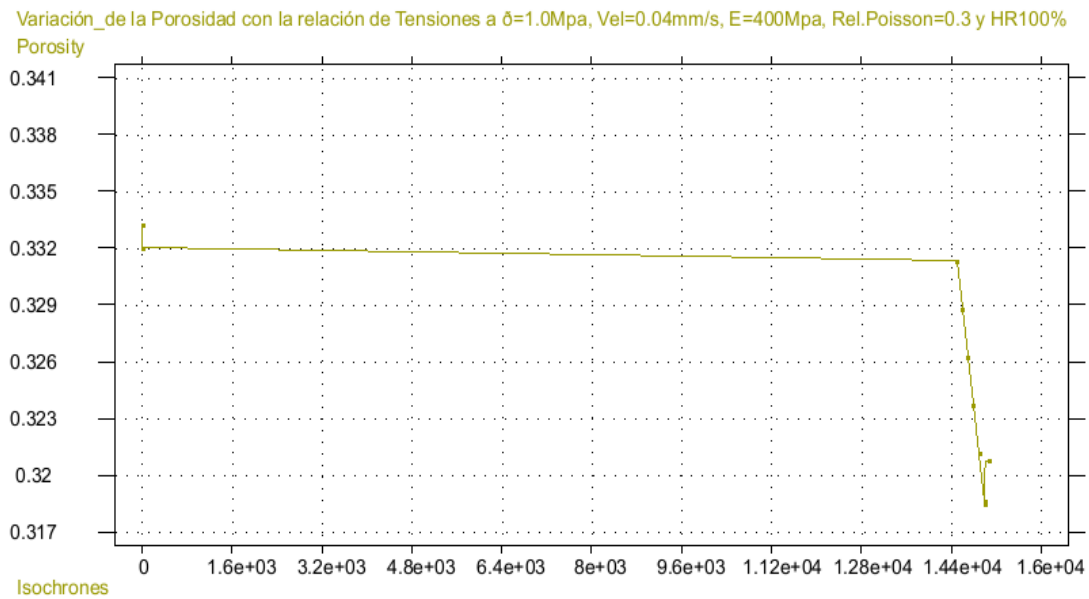
Figura 21 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$, $v=0.04$ mm/s, $E=400$ MPa, Rel. Poisson= 0.3 HR=100%



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones. $\delta=0.5$ Mpa.HR100%		
Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33325	0.4998
4	0.33301	0.4992
14496	0.33171	0.4963
14596	0.32945	0.4913
14696	0.32719	0.4863
14796	0.32491	0.4812
14896	0.32263	0.4762
14996	0.32034	0.4713
15000	0.32025	0.4711
15096	0.3246	0.4806
15196	0.3246	0.4806
15296	0.3246	0.4806
15396	0.3246	0.4806
15496	0.3246	0.4806
15596	0.3246	0.4806
15600	0.3246	0.4806

Figura 22 Variación porosidad vs relación tensiones, $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel. Poisson= 0.3 HR=100%



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones. $\delta=1.0$ Mpa.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33325	0.4998
4	0.33201	0.4970
14496	0.33132	0.4954
14596	0.3288	0.4898
14696	0.32626	0.4842
14796	0.32372	0.4786
14896	0.32116	0.4731
14996	0.3186	0.4675
15000	0.3185	0.4673
15096	0.3205	0.4716
15196	0.3205	0.4716
15296	0.3205	0.4716
15396	0.3205	0.4716
15496	0.3205	0.4716
15596	0.3205	0.4716
15600	0.3205	0.4716

Figura 23 Variación de la relación de vacíos con la relación de tensiones a $\delta 3 = 0.3, 0.5, \text{ y } 1.0 \text{ Mpa}$ y HR100%

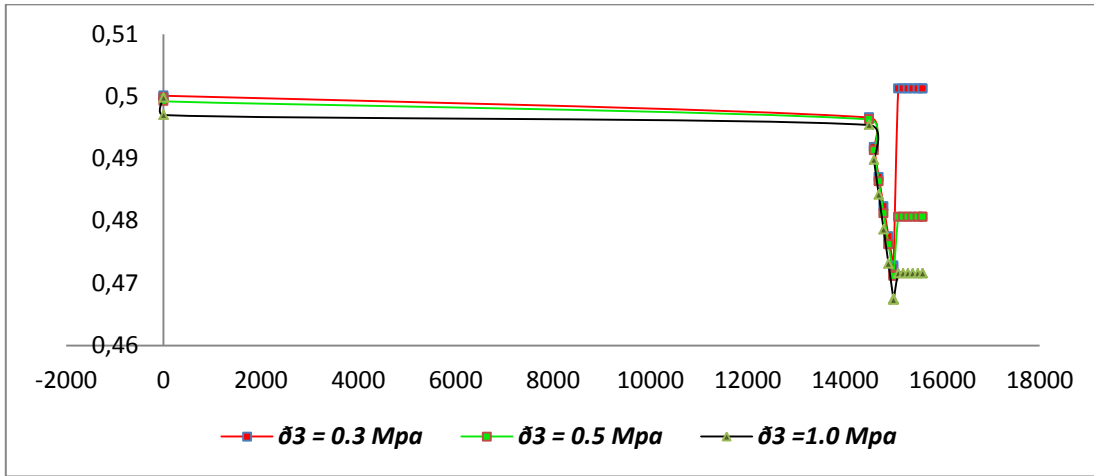
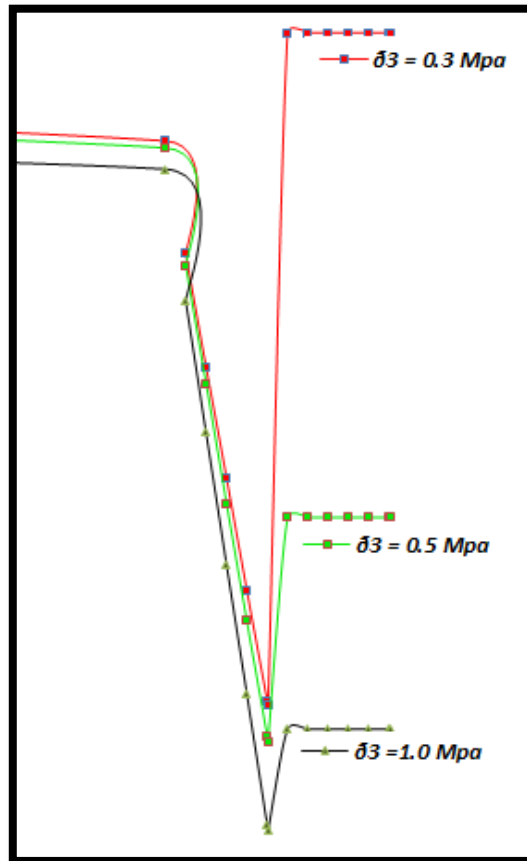


Figura 24 Detalle de la dilatación o expansión del material saturado a diferentes esfuerzos



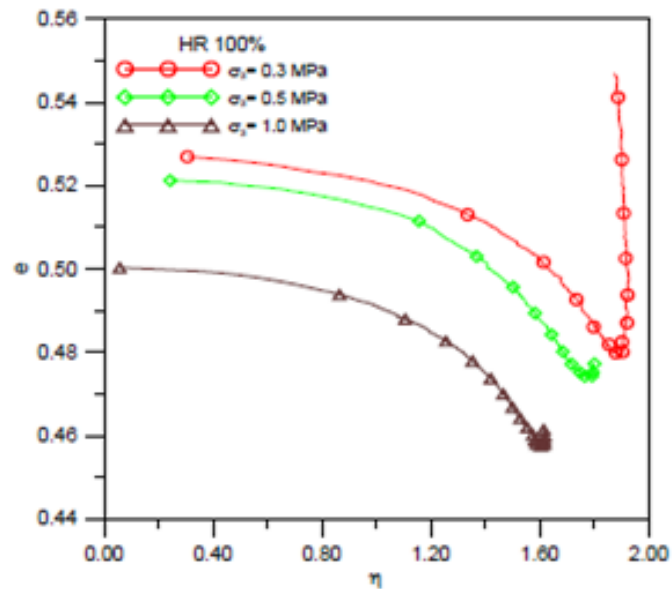
Análisis de la dilatancia

En las gráficas anteriormente expuestas se muestra la variación de los pasos con la relación de vacíos y en las gráficas iniciales con las variaciones de la porosidad. Se observa que para la trayectoria de tensiones y succión $\Psi=0$ Mpa (Condición saturada HR100%) desarrollada, que para el ensayo con $\sigma_3=0.3$ Mpa representa menor densificación de la probeta. La probeta con mayor tensión de confinamiento $\sigma_3=0.5$ Mpa y $\sigma_3=1.0$ Mpa representa mayor densificación y menores relaciones de vacíos.

Es conveniente observar en el ensayo el comportamiento dilatante de la probeta a baja tensión de confinamiento $\sigma_3=0.3$ Mpa, mientras que las probetas a altas tensiones de confinamiento $\sigma_3=0.5$ Mpa y $\sigma_3=1.0$ Mpa comprimen de forma normal.

La tensión de confinamiento es fundamental para definir la resistencia adicional que presentan los materiales granulares por efecto de acomodo. Cuando la tensión de confinamiento aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodo disminuye a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. La relación de vacíos inicial antes del corte influye decisivamente en la tensión desviadora.

Figura 25 Variación Variación de la relación de vacíos con la relación de tensiones a $\sigma_3=0.3, 0.5$ y 1.0 Mpa y HR100%



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde.

Análisis

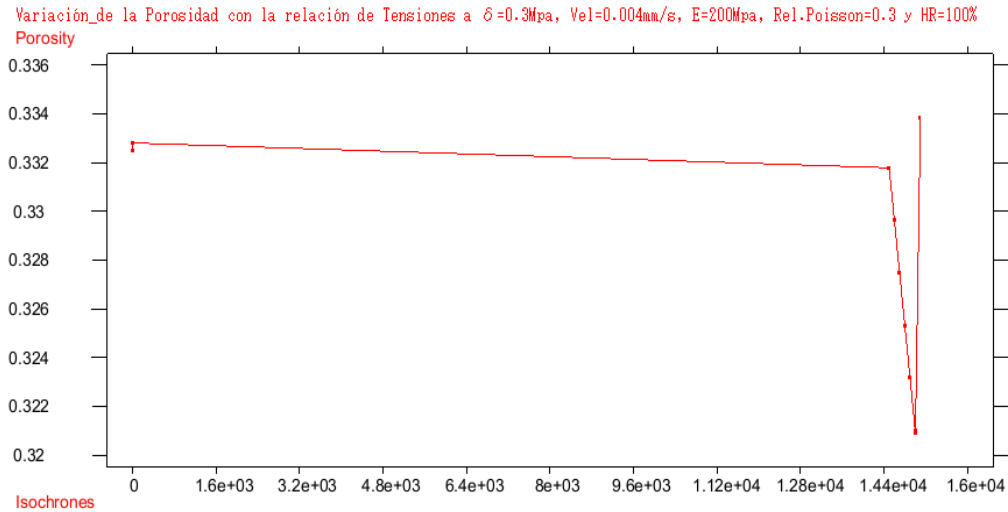
Los resultados de los ensayos triaxiales y las simulaciones numéricas, se observa que en los ensayos a succión constante el modelo de escolleras reproduce de manera adecuada el comportamiento tensión-deformación para la trayectoria HR100%.

El comportamiento de los materiales granulares se simula correctamente mediante el modelo constitutivo de escolleras, que es una herramienta para el análisis acoplado de flujo y deformación.

El tamaño de las partículas, la densidad del material y la succión juegan un papel fundamental en la compresibilidad y la resistencia al corte de los materiales granulares, tal como se evidencia en la figura 25

ANÁLISIS: De la influencia de las variables del modelo en la respuesta del mismo. Condición saturada HR100%

Figura 26 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=200 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100%

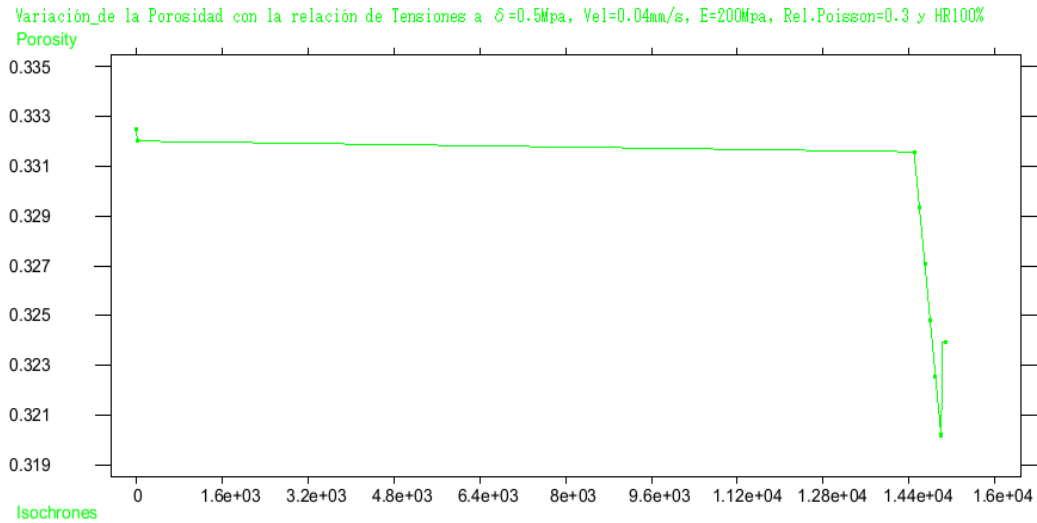


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=200Mpa.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3325	0.4981
4	0.33281	0.4988
14496	0.33179	0.4965
14596	0.32965	0.4917
14696	0.3275	0.4869
14796	0.32534	0.4822
14896	0.32317	0.4774
14996	0.321	0.4727
15000	0.32092	0.4725
15096	0.33386	0.5011
15196	0.33386	0.5011
15296	0.33386	0.5011
15396	0.33386	0.5011
15496	0.33386	0.5011
15596	0.33386	0.5011
15600	0.33386	0.5011

Figura 27 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=200 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100%

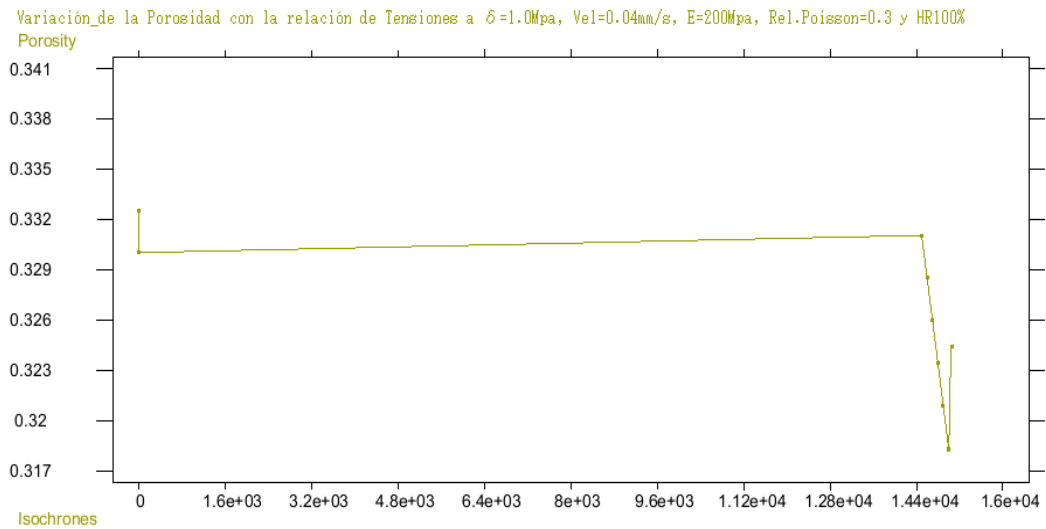


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=200Mpa.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3325	0.4981
4	0.33202	0.4970
14496	0.33158	0.4960
14596	0.32933	0.4910
14696	0.32707	0.4860
14796	0.3248	0.4810
14896	0.32252	0.4760
14996	0.32024	0.4711
15000	0.32015	0.4709
15096	0.3245	0.4803
15196	0.3245	0.4803
15296	0.3245	0.4803
15396	0.3245	0.4803
15496	0.3245	0.4803
15596	0.3245	0.4803
15600	0.3245	0.4803

Figura 28 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=200 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100%



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=200Mpa.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3325	0.4981
4	0.33003	0.4926
14496	0.33105	0.4948
14596	0.32853	0.4892
14696	0.326	0.4836
14796	0.32345	0.4780
14896	0.3209	0.4725
14996	0.31834	0.4670
15000	0.31824	0.4667
15096	0.324	0.4792
15196	0.324	0.4792
15296	0.324	0.4792
15396	0.324	0.4792
15496	0.324	0.4792
15596	0.324	0.4792
15600	0.324	0.4792

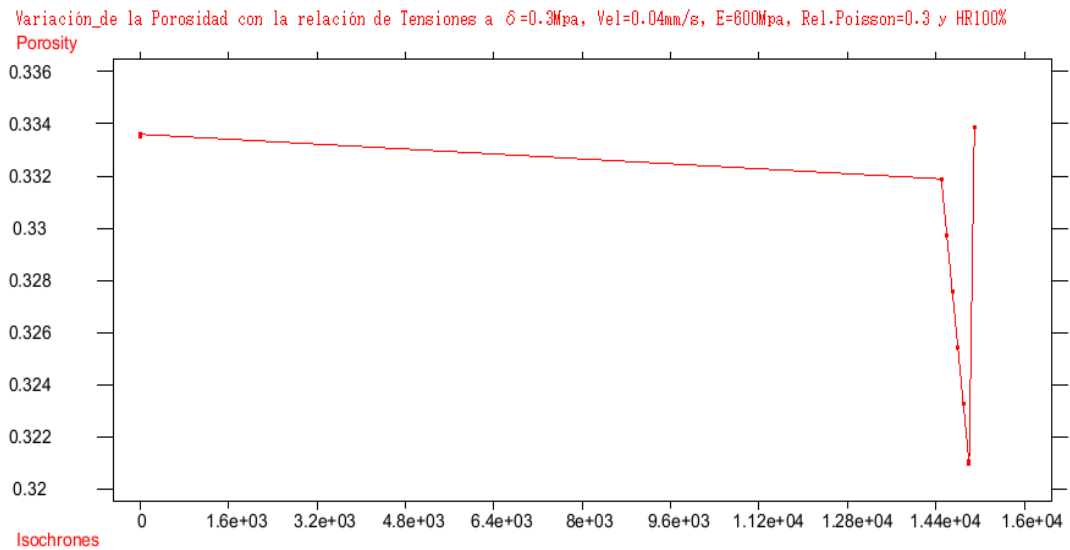
Análisis: *Influencia del módulo de elasticidad ($E=200\text{Mpa}$) sobre la probeta inicial.*

El módulo de elasticidad o módulo de Young es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, si tenemos un material con un módulo de elasticidad diferente a otro lo que quiere decir que estos materiales tienen diferentes comportamientos que relacionan tanto la elasticidad como la rigidez del mismo.

Para el análisis de la probeta inicial variando su módulo de elasticidad de $E=400\text{Mpa}$ a un módulo de elasticidad de $E=200\text{Mpa}$ y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta_3=0.3\text{Mpa}$, $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ observamos que el material presenta una menor resistencia a los esfuerzos siendo este menos rígido que en su condición inicial lo que genera mayor densificación de la probeta, observada en el análisis de la relación de vacíos y en su expansión en la etapa final de la simulación.

Para la condición de esfuerzo de confinamiento de $\delta_3=0.3\text{Mpa}$ la probeta presenta una mayor expansión que para las tensiones de $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ dando como resultado una relación de vacíos menor al analizado en la probeta inicial.

Figura 29 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=600 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100%



Resultados gráfica

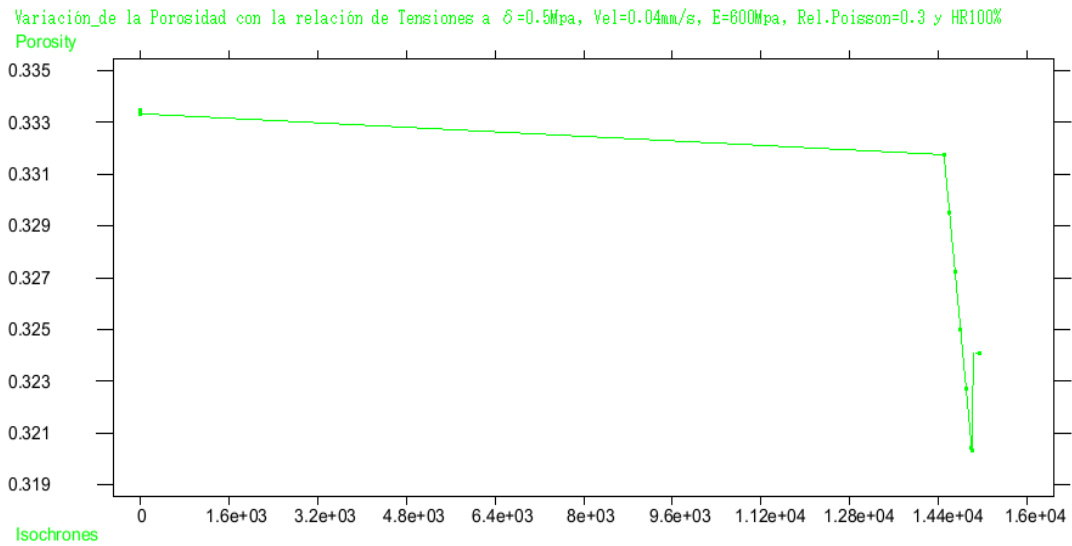
Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=600Mpa.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3335	0.5003
4	0.3336	0.5006
14496	0.33189	0.4967
14596	0.32974	0.4919
14696	0.32759	0.4871
14796	0.32542	0.4824
14896	0.32325	0.4776
14996	0.32108	0.4729
15000	0.32099	0.4727
15096	0.33388	0.5012
15196	0.33388	0.5012
15296	0.33388	0.5012
15396	0.33388	0.5012
15496	0.33388	0.5012
15596	0.33388	0.5012
15600	0.33388	0.5012

▼ ▲

Texto plano Salvar gráfica Actualización Nueva Cerrar

Figura 30 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=600 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100%

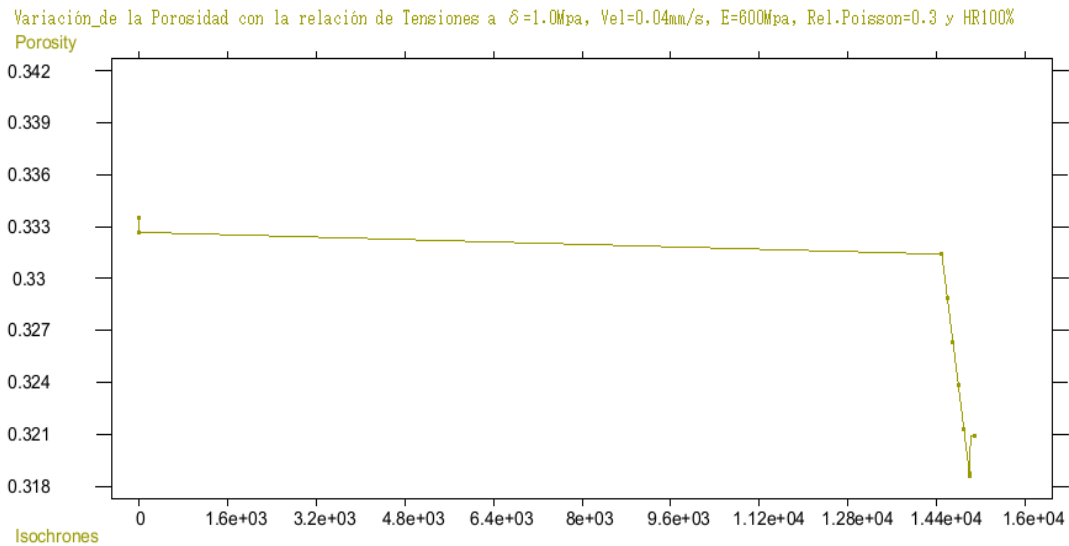


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=600Mpa.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3335	0.5003
4	0.33334	0.5000
14496	0.33176	0.4964
14596	0.3295	0.4914
14696	0.32724	0.4864
14796	0.32498	0.4814
14896	0.3227	0.4764
14996	0.32042	0.4714
15000	0.32033	0.4713
15096	0.3247	0.4808
15196	0.3247	0.4808
15296	0.3247	0.4808
15396	0.3247	0.4808
15496	0.3247	0.4808
15596	0.3247	0.4808
15600	0.3247	0.4808

Figura 31 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=600 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100%



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=600Mpa.HR100%

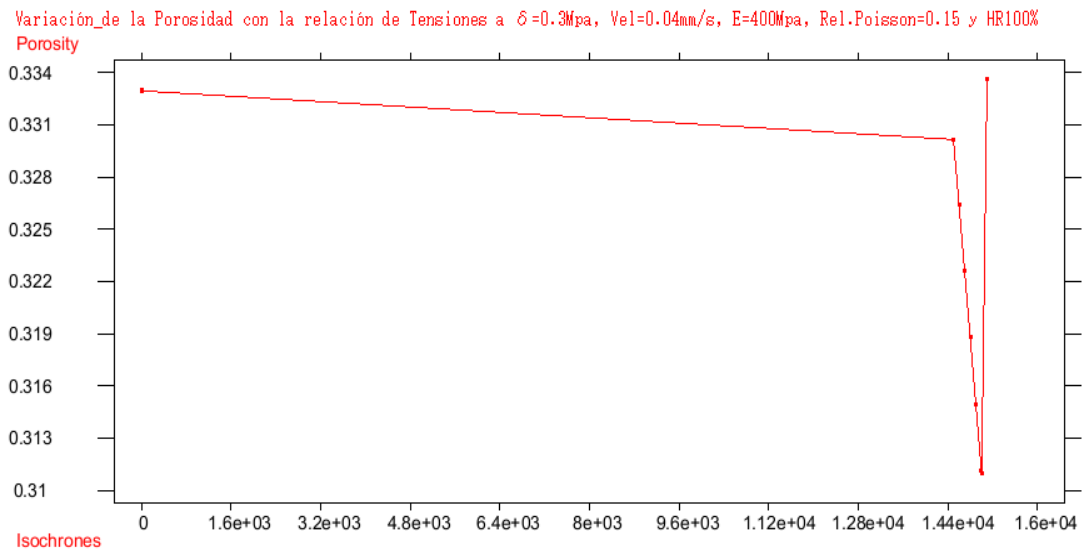
Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3335	0.5003
4	0.33268	0.4985
14496	0.33141	0.4956
14596	0.32889	0.4900
14696	0.32636	0.4844
14796	0.32382	0.4788
14896	0.32127	0.4733
14996	0.31871	0.4678
15000	0.3186	0.4675
15096	0.3198	0.4701
15196	0.3198	0.4701
15296	0.3198	0.4701
15396	0.3198	0.4701
15496	0.3198	0.4701
15596	0.3198	0.4701
15600	0.3198	0.4701

Análisis: Influencia del módulo de elasticidad ($E=600$ Mpa) sobre la probeta inicial.

Para el análisis de la probeta inicial variando su módulo de elasticidad de $E=400\text{Mpa}$ a un módulo de elasticidad de $E=600\text{Mpa}$ y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta_3=0.3\text{Mpa}$, $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ observamos que el material presenta una mayor resistencia a los esfuerzos siendo este más rígido que en su condición inicial lo que genera menor densificación de la probeta debido a la resistencia del material a la trituración entre sus partículas de contacto, observada en el análisis de la relación de vacíos y en su expansión en la etapa final de la simulación.

Para la condición de esfuerzo de confinamiento de $\delta_3=0.3\text{Mpa}$ la probeta presenta una mayor expansión que para las tensiones de $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ dando como resultado una relación de vacíos mayor que los analizados en la probeta inicial.

Figura 32 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3\text{ MPa}$, $\text{Vel}=0.04\text{ mm/s}$, $E=400\text{ MPa}$, $\text{Rel Poisson}=0.15$ $\text{HR}=100\%$



Resultados gráfica

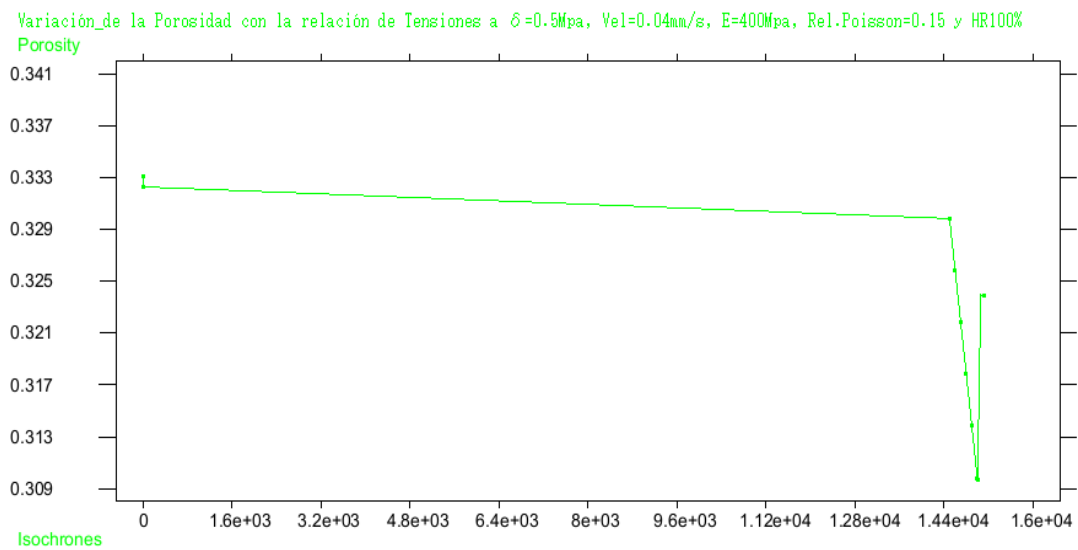
Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Poisson=0.15.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33304	0.4993
4	0.33296	0.4991
14496	0.33016	0.4928
14596	0.32639	0.4845
14696	0.32261	0.4762
14796	0.31879	0.4679
14896	0.31496	0.4597
14996	0.31111	0.4516
15000	0.31095	0.4512
15096	0.33362	0.5006
15196	0.33362	0.5006
15296	0.33362	0.5006
15396	0.33362	0.5006
15496	0.33362	0.5006
15596	0.33362	0.5006
15600	0.33362	0.5006

▼ ▲

Texto plano Salvar gráfica Actualización Nueva Cerrar

Figura 33 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.15 HR=100%



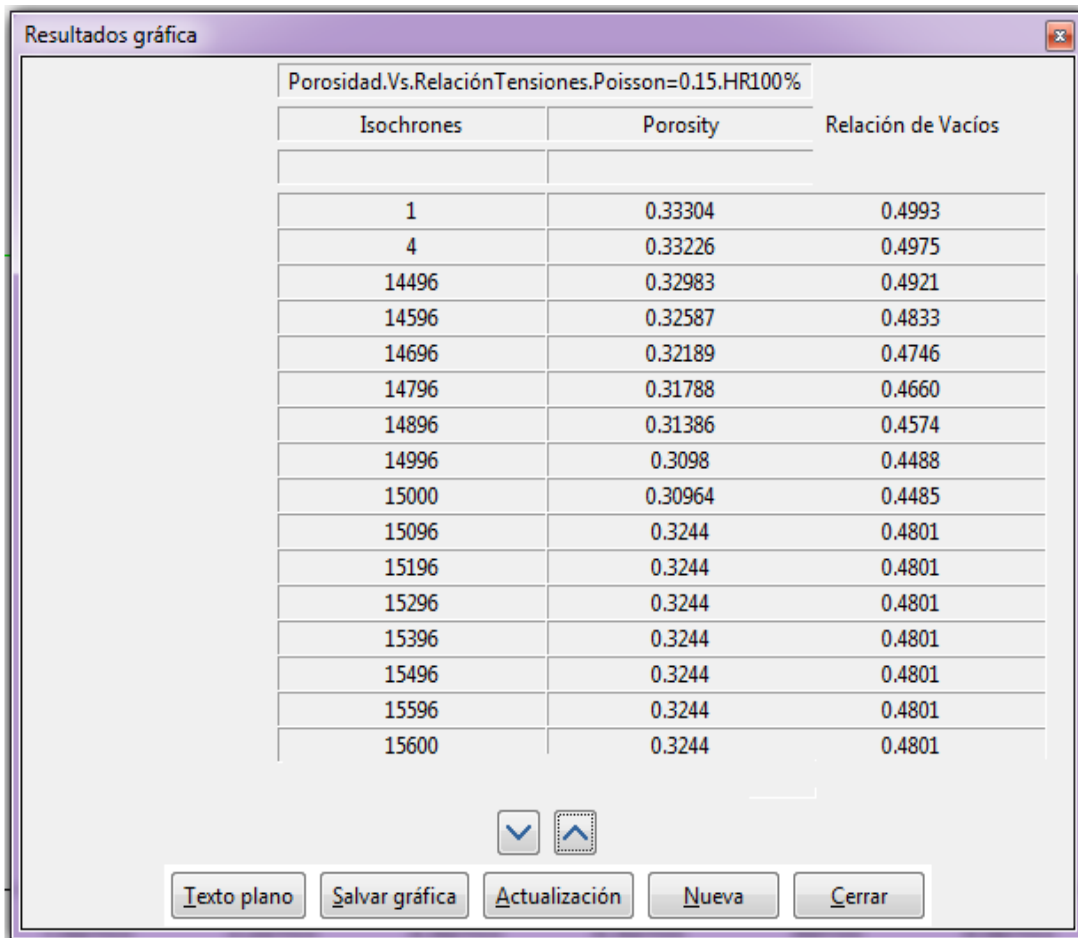
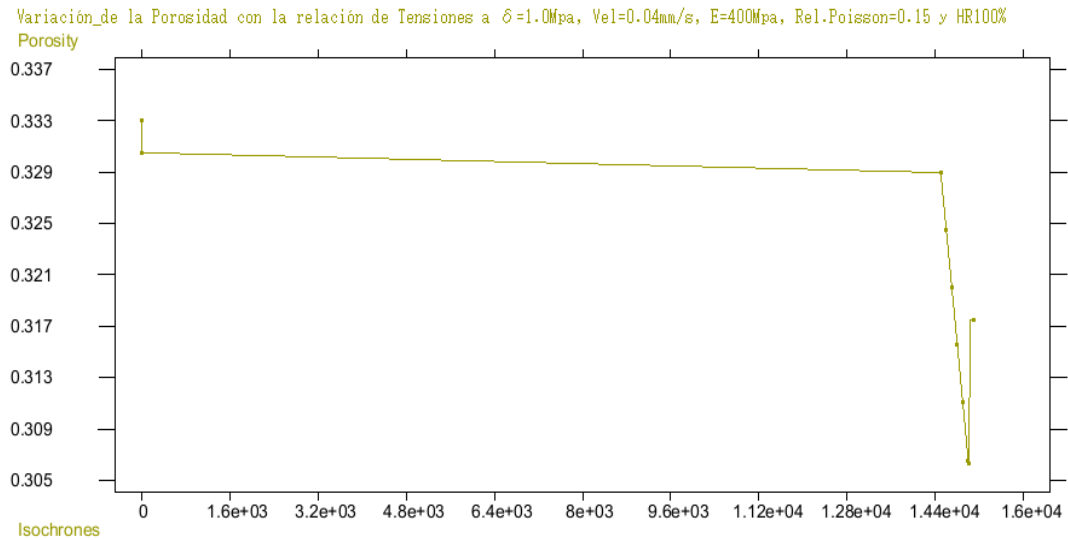


Figura 34 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.15 HR=100%



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Poisson=0.15.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33304	0.4993
4	0.33052	0.4936
14496	0.32897	0.4902
14596	0.32453	0.4804
14696	0.32007	0.4707
14796	0.31557	0.4610
14896	0.31105	0.4514
14996	0.30649	0.4419
15000	0.30631	0.4415
15096	0.3178	0.4658
15196	0.3178	0.4658
15296	0.3178	0.4658
15396	0.3178	0.4658
15496	0.3178	0.4658
15596	0.3178	0.4658
15600	0.3178	0.4658

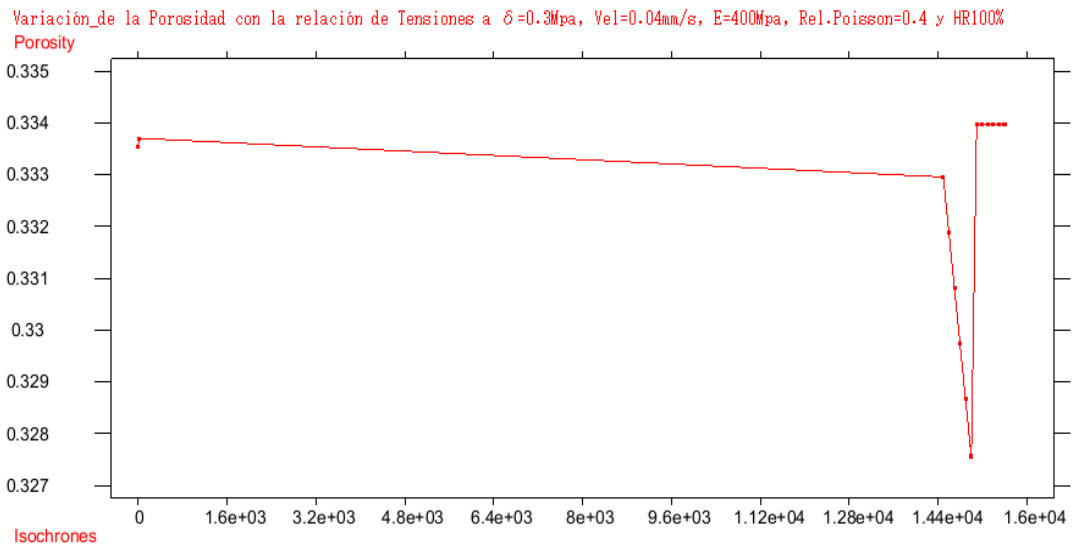
Análisis: *Influencia de la relación de Poisson (**Rel.Poisson=0.15**) sobre la probeta inicial.*

El coeficiente de Poisson es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isotrópico cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.

Este parámetro es característico de cada material que indica la relación entre las deformaciones relativas en sentido transversal que sufre el material y las deformaciones relativas en dirección de la fuerza aplicada sobre el mismo.

Para el análisis de la probeta inicial variando su relación de Poisson de 0.3 a una relación de Poisson de 0.15 y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta_3=0.3\text{Mpa}$, $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ observamos que el material se presenta una mayor deformación en cada sentido debido a la aplicación de los esfuerzos haciendo que haya una acomodación de las partículas por lo que genera una relación de vacíos menor a las de la probeta inicial.

Figura 35 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.4 HR=100%



Resultados gráfica

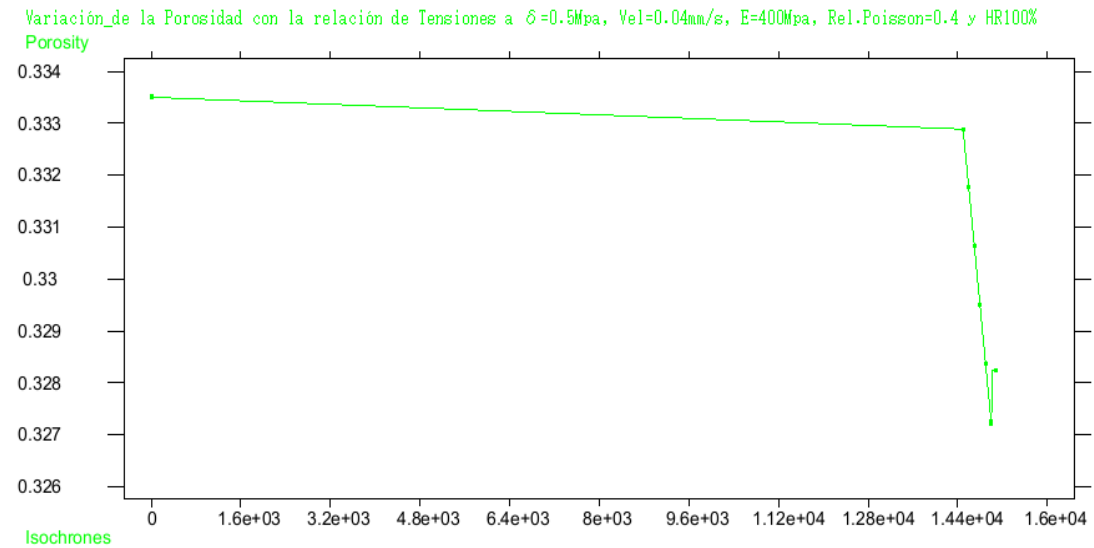
Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Poisson=0.4.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33353	0.5004
4	0.3337	0.5008
14496	0.33295	0.4991
14596	0.33188	0.4967
14696	0.33081	0.4943
14796	0.32974	0.4919
14896	0.32866	0.4895
14996	0.32759	0.4871
15000	0.32754	0.4870
15096	0.33397	0.5014
15196	0.33397	0.5014
15296	0.33397	0.5014
15396	0.33397	0.5014
15496	0.33397	0.5014
15596	0.33397	0.5014
15600	0.33397	0.5014

▼ ▲

Texto plano Salvar gráfica Actualización Nueva Cerrar

Figura 36 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.4 HR=100%

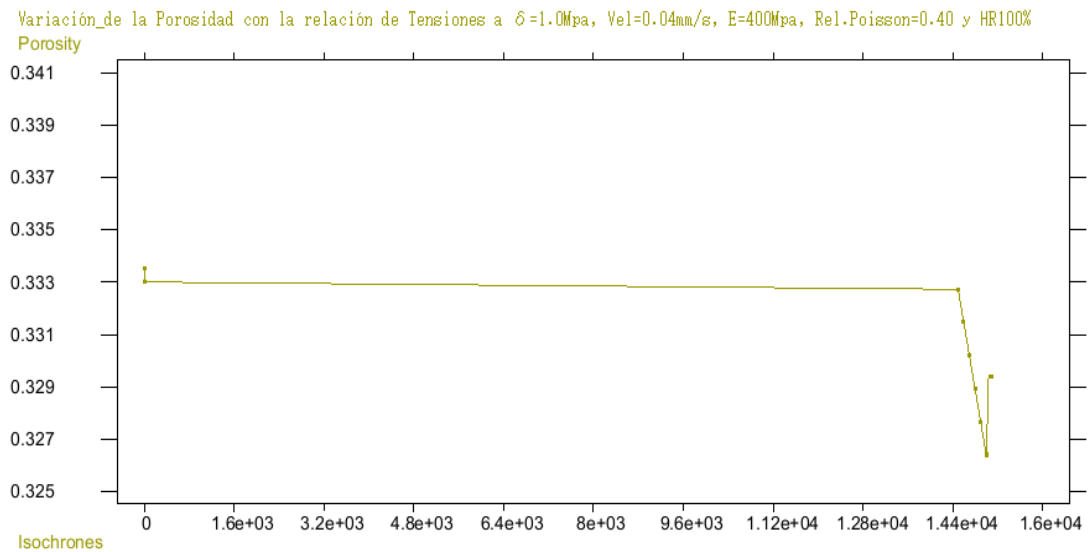


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Poisson=0.4.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de vacíos
1	0.33353	0.5004
4	0.3335	0.5003
14496	0.33289	0.4990
14596	0.33177	0.4964
14696	0.33064	0.4939
14796	0.32951	0.4914
14896	0.32838	0.4889
14996	0.32725	0.4864
15000	0.32721	0.4863
15096	0.328	0.4880
15196	0.328	0.4880
15296	0.328	0.4880
15396	0.328	0.4880
15496	0.328	0.4880
15596	0.328	0.4880
15600	0.328	0.4880

Figura 37 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.4 HR=100%



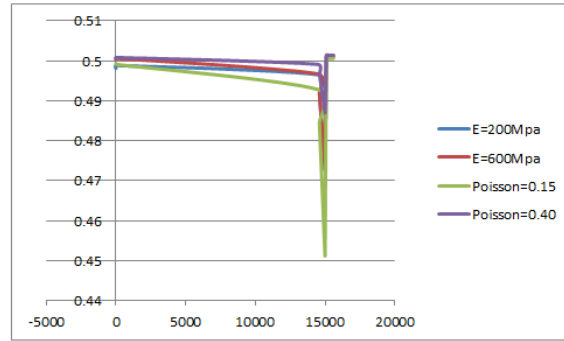
Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Poisson=0.40.HR100%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33353	0.5004
4	0.33301	0.4992
14496	0.33273	0.4986
14596	0.33147	0.4958
14696	0.33021	0.4930
14796	0.32895	0.4902
14896	0.32768	0.4873
14996	0.32641	0.4845
15000	0.32636	0.4844
15096	0.32931	0.4910
15196	0.32931	0.4910
15296	0.32931	0.4910
15396	0.32931	0.4910
15496	0.32931	0.4910
15596	0.32931	0.4910
15600	0.32931	0.4910

Figura 38 Análisis de la relación de vacíos y dilatancia con la variación de los módulos de elasticidad (E=200Mpa y E=600Mpa) y relaciones de Poisson (0.15 y 0.40) para condición saturada HR100% a esfuerzo de confinamiento constante de $\bar{\sigma}_3=0.3\text{Mpa}$.

Relación de Vacíos HR 100% $\bar{\sigma}_3=0.3\text{Mpa}$				
Paso	E=200Mpa	E=600Mpa	Poisson=0.15	Poisson=0.40
1	0.4981	0.5003	0.4993	0.5004
4	0.4988	0.5006	0.4991	0.5008
14496	0.4965	0.4967	0.4928	0.4991
14596	0.4917	0.4919	0.4845	0.4967
14696	0.4869	0.4871	0.4762	0.4943
14796	0.4822	0.4824	0.4679	0.4919
14896	0.4774	0.4776	0.4597	0.4895
14996	0.4727	0.4729	0.4516	0.4871
15000	0.4725	0.4727	0.4512	0.487
15096	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
15196	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
15296	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
15396	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
15496	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
15596	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
15600	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
Máximo	0.5011	0.5012	0.5006	0.5014
Mínimo	0.4725	0.4727	0.4512	0.487
Diferencia	0.0286	0.0285	0.0494	0.0144

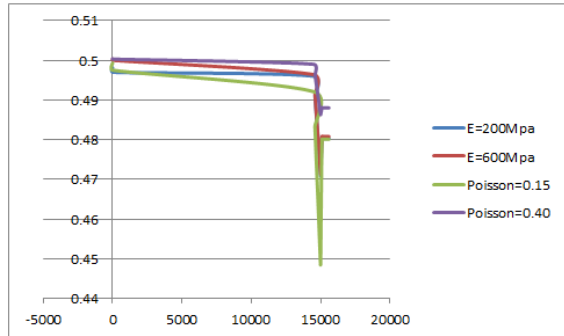


Valores máximos y mínimos del cambio de la relación de vacíos en el material

max	0.0494
min	0.0144

Figura 39 Análisis de la relación de vacíos y dilatancia con la variación de los módulos de elasticidad (E=200Mpa y E=600Mpa) y relaciones de Poisson (0.15 y 0.40) para condición saturada HR100% a esfuerzo de confinamiento constante de $\bar{\sigma}_3=0.5\text{Mpa}$.

Relación de Vacíos HR 100% $\bar{\sigma}_3=0.5\text{Mpa}$				
Paso	E=200Mpa	E=600Mpa	Poisson=0.15	Poisson=0.40
1	0.4981	0.5003	0.4993	0.5004
4	0.497	0.5	0.4975	0.5003
14496	0.496	0.4964	0.4921	0.499
14596	0.491	0.4914	0.4833	0.4964
14696	0.486	0.4864	0.4746	0.4939
14796	0.481	0.4814	0.466	0.4914
14896	0.476	0.4764	0.4574	0.4889
14996	0.4711	0.4714	0.4488	0.4864
15000	0.4709	0.4713	0.4485	0.4863
15096	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
15196	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
15296	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
15396	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
15496	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
15596	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
15600	0.4803	0.4808	0.4801	0.488
Máximo	0.4981	0.5003	0.4993	0.5004
Mínimo	0.4709	0.4713	0.4485	0.4863
Diferencia	0.0272	0.029	0.0508	0.0141

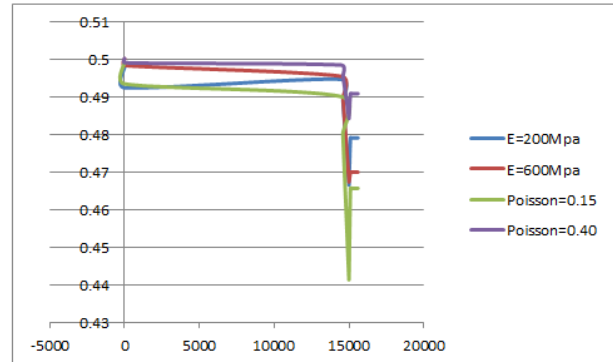


Valores máximos y mínimos del cambio de la relación de vacíos en el material

max	0.0508
min	0.0141

Figura 40 Análisis de la relación de vacíos y dilatación con la variación de los módulos de elasticidad (E=200Mpa y E=600Mpa) y relaciones de Poisson (0.15 y 0.40) para condición saturada HR100% a esfuerzo de confinamiento constante de $\bar{\sigma}_3=1.0\text{Mpa}$.

Relación de Vacíos HR 100% $\bar{\sigma}_3=1.0\text{Mpa}$				
Paso	E=200Mpa	E=600Mpa	Poisson=0.15	Poisson=0.40
1	0.4981	0.5003	0.4993	0.5004
4	0.4926	0.4985	0.4936	0.4992
14496	0.4948	0.4956	0.4902	0.4986
14596	0.4892	0.49	0.4804	0.4958
14696	0.4836	0.4844	0.4707	0.493
14796	0.478	0.4788	0.461	0.4902
14896	0.4725	0.4733	0.4514	0.4873
14996	0.467	0.4678	0.4419	0.4845
15000	0.4667	0.4675	0.4415	0.4844
15096	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
15196	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
15296	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
15396	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
15496	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
15596	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
15600	0.4792	0.4701	0.4658	0.491
Máximo	0.4981	0.5003	0.4993	0.5004
Mínimo	0.4667	0.4675	0.4415	0.4844
Diferencia	0.0314	0.0328	0.0578	0.016



Valores máximos y mínimos del cambio de la relación de vacíos en el material

max	0.0578
min	0.016

Interpretación

Para la condición saturada HR100% efectivamente el parámetro que genere menor cambio en la relación de vacíos y menor densificación del material sometido a diferentes esfuerzos de confinamiento y durante todo su proceso de prueba en la simulación fue el parámetro de relación de Poisson 0.40 y el parámetro que genere mayor cambio en la relación de vacíos y mayor densificación del material fue la relación de Poisson 0.15.

Podemos concluir que del análisis realizado para observar cuales parámetros generan mayor influencia sobre el modelo inicial concluimos que estos son las relaciones de Poisson.

Análisis: *Influencia de la relación de Poisson (**Rel.Poisson=0.40**) sobre la probeta inicial.*

Para el análisis de la probeta inicial variando su relación de Poisson de 0.3 a una relación de Poisson de 0.40 y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta_3=0.3\text{Mpa}$, $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ observamos que el material presenta una menor deformación en cada sentido debido a la aplicación de los esfuerzos haciendo que haya una reacomodación de las partículas muy leve a las de la probeta con relación de Poisson de 0.3 por lo que genera una relación de vacíos mayor a las de la probeta inicial.

Análisis general

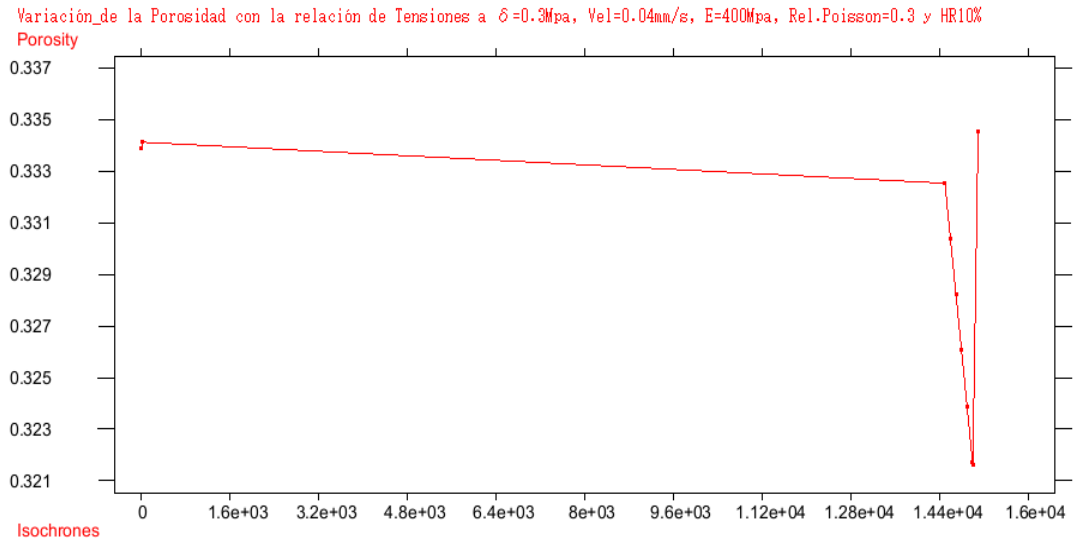
Los diferentes análisis realizados variando los módulos de elasticidad y las relaciones de Poisson generan cambios significativos en la resistencia, compresibilidad, dilatación y resistencia al corte de las probetas analizadas.

En el análisis realizado de influencia de parámetros sobre la probeta inicial variando su módulo de elasticidad de $E=400\text{ Mpa}$ a un módulo de elasticidad de $E=600\text{ Mpa}$ y analizando también sobre la probeta inicial cambiando solamente la relación de Poisson de 0.3 a una relación de Poisson de 0.40, se puede observar claramente que estos parámetros influyen sobre las condiciones iniciales de la probeta un aumento en la relación de vacíos debido a que se incrementa la capacidad elástica del material siendo aún más rígido que en su condición de análisis inicial. Con respecto a la relación de Poisson se puede observar que el grado de ensanchamiento de las partículas depende del valor que pueda tomar debido a la relación que hay entre la deformación lateral y la deformación axial que sufren las partículas generando una mayor relación de vacíos que para la condición de 0.30.

El análisis de la variación del módulo de elasticidad de $E=400\text{Mpa}$ a $E=200\text{Mpa}$ y la variación de la relación de Poisson de 0.3 a una relación de Poisson de 0.15 generan una mayor densificación de la probeta, lo que describe es una reducción en la relación de vacíos.

CONDICIÓN NO SATURADO HR10% (Succión $\Psi=317.19$ MPa)

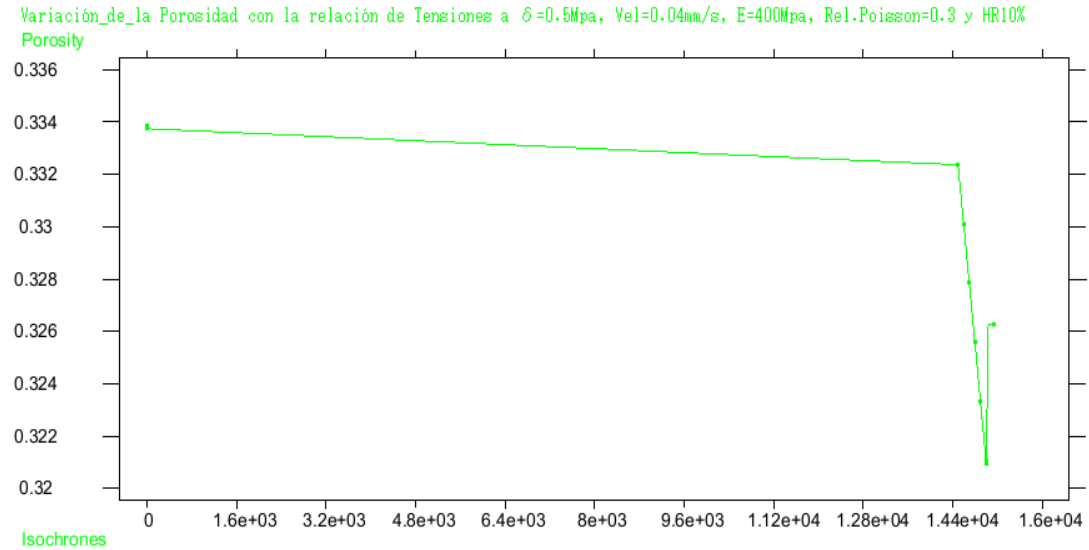
Figura 41 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.Relación Tensiones. $\delta=0.3$ Mpa. HR10%		
Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33391	0.5012
4	0.33413	0.5017
14496	0.33254	0.4982
14596	0.33039	0.4934
14696	0.32823	0.4886
14796	0.32606	0.4838
14896	0.32389	0.4790
14996	0.32171	0.4742
15000	0.32162	0.4741
15096	0.33455	0.5027
15196	0.33455	0.5027
15296	0.33455	0.5027
15396	0.33455	0.5027
15496	0.33455	0.5027
15596	0.33455	0.5027
15600	0.33455	0.5027

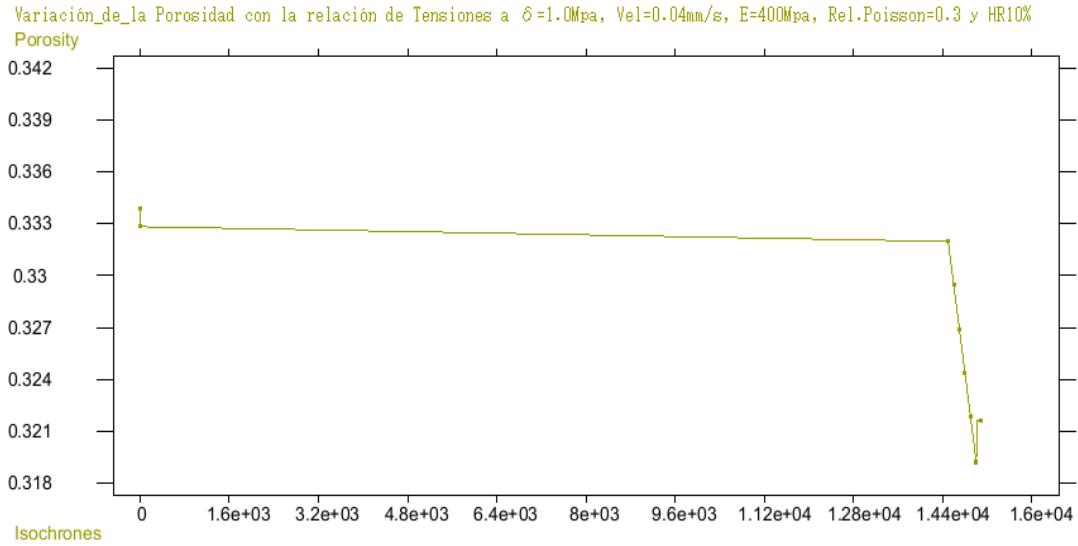
Figura 42 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones. $\delta=0.5$ Mpa.HR10%		
Isochrones	Porosity	Relación de Vacios
1	0.33388	0.5012
4	0.33375	0.5009
14496	0.33237	0.4978
14596	0.33012	0.4928
14696	0.32786	0.4877
14796	0.32559	0.4827
14896	0.32331	0.4777
14996	0.32103	0.4728
15000	0.32094	0.4726
15096	0.32641	0.4845
15196	0.32641	0.4845
15296	0.32641	0.4845
15396	0.32641	0.4845
15496	0.32641	0.4845
15596	0.32641	0.4845
15600	0.32641	0.4845

Figura 43 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=100% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones. $\delta=1.0$ Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33388	0.5012
4	0.33284	0.4988
14496	0.33198	0.4969
14596	0.32946	0.4913
14696	0.32692	0.4857
14796	0.32438	0.4801
14896	0.32183	0.4745
14996	0.31927	0.4690
15000	0.31917	0.4687
15096	0.32114	0.4730
15196	0.32114	0.4730
15296	0.32114	0.4730
15396	0.32114	0.4730
15496	0.32114	0.4730
15596	0.32114	0.4730
15600	0.32114	0.4730

Figura 44 Variación de la relación de vacíos con la relación de tensiones a $\delta 3 = 0.3, 0.5, \text{ y } 1.0 \text{ Mpa}$ y HR10%

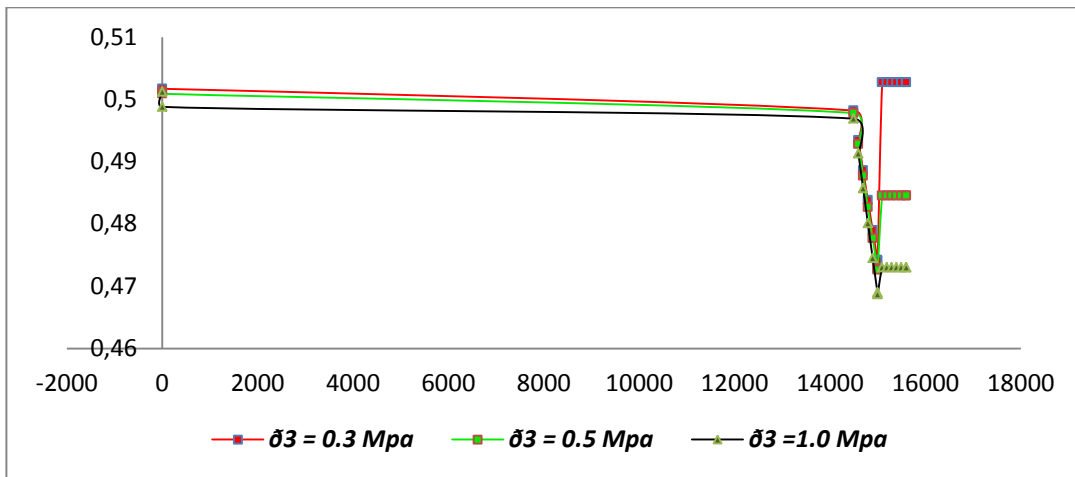
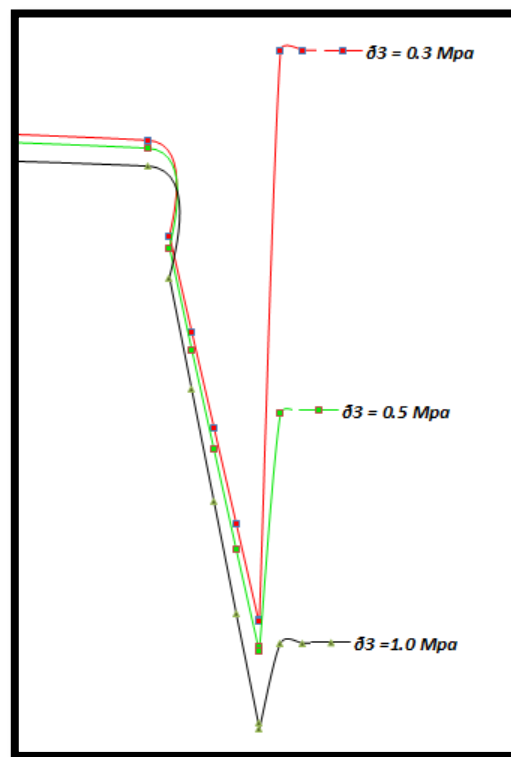


Figura 45 Detalle de la dilatancia o expansión del material no saturado a diferentes esfuerzos



Análisis de la dilatancia

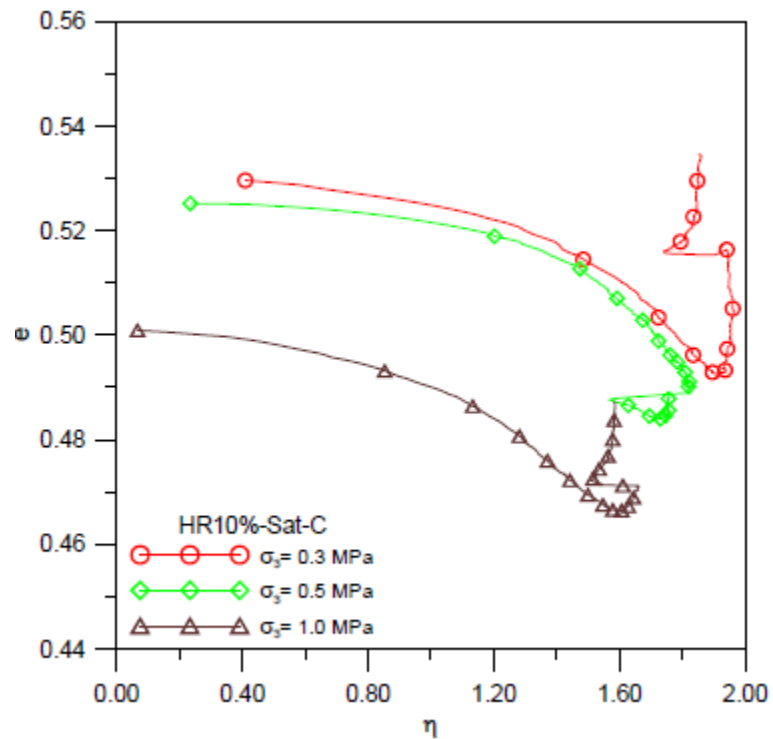
En las gráficas anteriormente expuestas para condición no saturada se muestra la variación de los pasos con la relación de vacíos y en las gráficas iniciales con las variaciones de la porosidad. Se observa que para la trayectoria de tensiones y succión $\Psi=317.19$ Mpa (Condición no saturada HR10%) desarrollada, que para el ensayo con $\sigma_3=0.3$ Mpa representa menor densificación de la probeta. La probeta con mayor tensión de confinamiento $\sigma_3=0.5$ Mpa y $\sigma_3=1.0$ Mpa representa mayor densificación y menores relaciones de vacíos.

Es conveniente observar en el ensayo el comportamiento dilatante de la probeta a baja tensión de confinamiento $\sigma_3=0.3$ Mpa, mientras que las probetas a altas tensiones de confinamiento $\sigma_3=0.5$ Mpa y $\sigma_3=1.0$ Mpa comprimen de forma normal.

La tensión de confinamiento es fundamental para definir la resistencia adicional que presentan los materiales granulares por efecto de acomodo. Cuando la tensión de confinamiento aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodo disminuye a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. La relación de vacíos inicial antes del corte influye decisivamente en la tensión desviadora.

Para la condición de humedad relativa HR10% la cual se simulo para representar las condiciones no saturadas de la probeta aplicando una succión de 317,19Mpa, se puede observar la influencia que tiene la humedad relativa sobre el material granular calizo dado que se puede notar una mayor relación de vacíos con las mismas aplicaciones de tensiones comparada con el primer análisis que se realizó para la probeta en condiciones saturadas HR100% la cual muestra una densificación mayor debido al fracturamiento entre puntos de contacto de las partículas y la reacción a la resistencia al corte que presenta el material por la influencia del agua.

Figura 46 Variación de la relación de vacíos con la relación de tensiones a $\sigma_3=0.3, 0.5$ y 1.0 Mpa y HR10%-Sat-Cort.



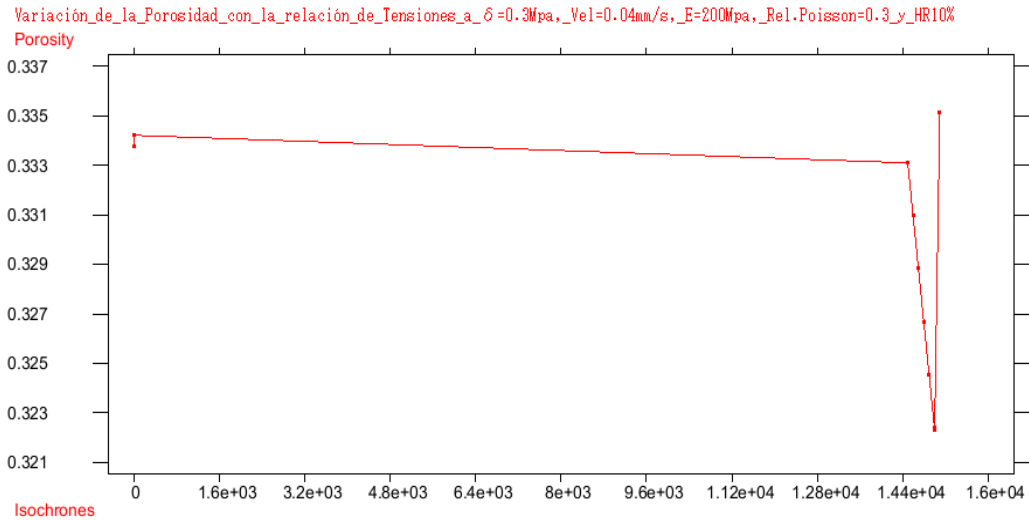
Fuente. Tesis Doctoral. "Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión" Enrique Francisco Ortega Iturralde.

Interpretación

Para el análisis realizado en la simulación se obtuvieron las variaciones de la relación de vacíos con la relación de tensiones a $\sigma_3=0.3, 0.5$ y 1.0 Mpa y HR10%, no se desarrolló el modelo para la aplicación de ciclos de succión sobre la probeta como se analiza en la Figura 43, simplemente se analizó el modelo para una condición de succión constante de 317.19 Mpa.

ANÁLISIS: De la influencia de las variables del modelo en la respuesta del mismo. Condición No Saturada HR10%

Figura 47 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=200 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

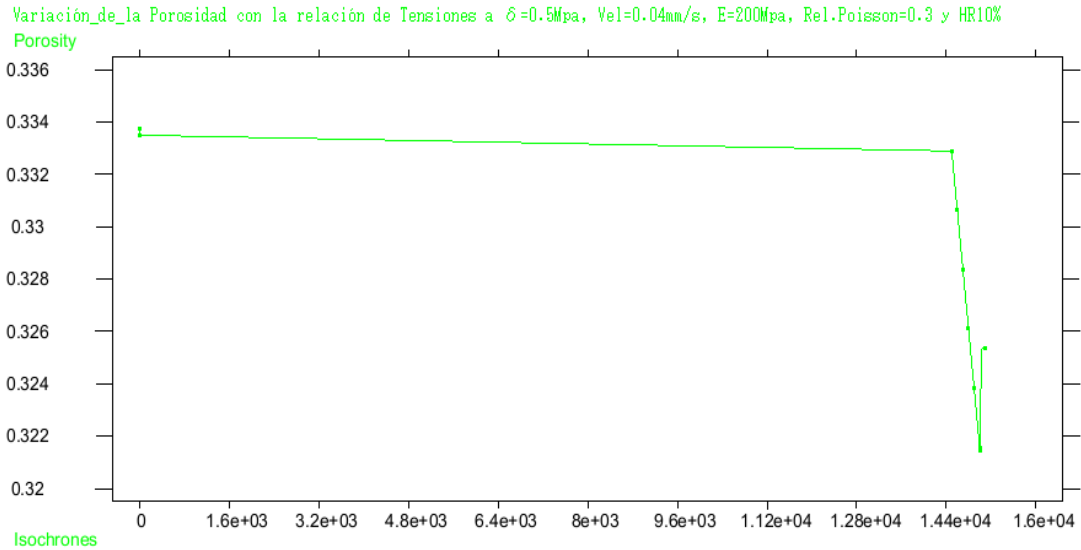


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=200Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33377	0.5009
4	0.33422	0.5019
14496	0.33311	0.4994
14596	0.33098	0.4947
14696	0.32884	0.4899
14796	0.3267	0.4852
14896	0.32455	0.4804
14996	0.3224	0.4757
15000	0.32231	0.4756
15096	0.33517	0.5041
15196	0.33517	0.5041
15296	0.33517	0.5041
15396	0.33517	0.5041
15496	0.33517	0.5041
15596	0.33517	0.5041
15600	0.33517	0.5041

Figura 48 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=200 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

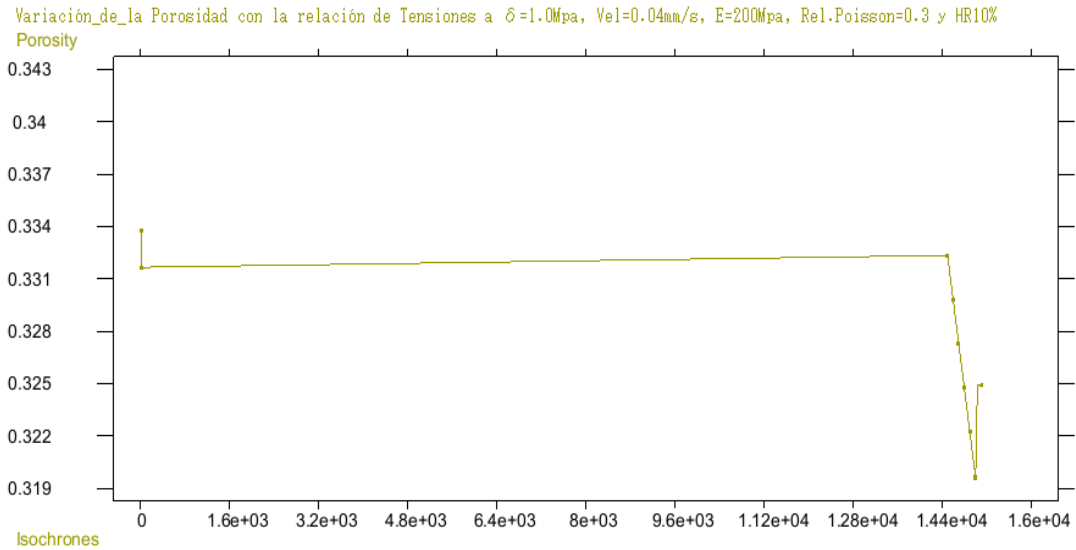


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=200Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33377	0.5009
4	0.3335	0.5003
14496	0.33289	0.4990
14596	0.33064	0.4939
14696	0.32838	0.4889
14796	0.32612	0.4839
14896	0.32384	0.4789
14996	0.32156	0.4739
15000	0.32147	0.4737
15096	0.32563	0.4828
15196	0.32563	0.4828
15296	0.32563	0.4828
15396	0.32563	0.4828
15496	0.32563	0.4828
15596	0.32563	0.4828
15600	0.32563	0.4828

Figura 49 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=200 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=200Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33375	0.5009
4	0.33167	0.4962
14496	0.33235	0.4977
14596	0.32984	0.4921
14696	0.32732	0.4865
14796	0.32479	0.4810
14896	0.32225	0.4754
14996	0.3197	0.4699
15000	0.3196	0.4697
15096	0.32453	0.4804
15196	0.32453	0.4804
15296	0.32453	0.4804
15396	0.32453	0.4804
15496	0.32453	0.4804
15596	0.32453	0.4804
15600	0.32453	0.4804

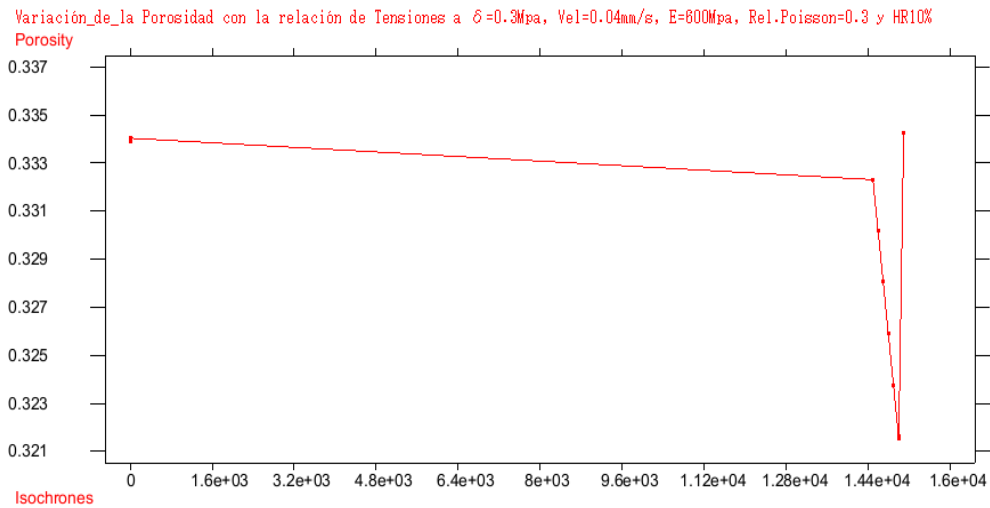
Análisis: *Influencia del módulo de elasticidad ($E=200\text{Mpa}$) sobre la probeta inicial en condiciones no saturadas HR10%.*

Para el análisis de la probeta inicial variando su módulo de elasticidad de $E=400\text{Mpa}$ a un módulo de elasticidad de $E=200\text{Mpa}$ y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\bar{\sigma}_3=0.3\text{Mpa}$, $\bar{\sigma}_3=0.5\text{Mpa}$ y $\bar{\sigma}_3=1.0\text{Mpa}$ se observa que el material presenta una menor resistencia a los esfuerzos siendo este menos rígido que en su condición inicial lo que genera mayor densificación de la probeta, observada en el análisis de la relación de vacíos y en su expansión en la etapa final de la simulación.

Para la condición de esfuerzo de confinamiento de $\bar{\sigma}_3=0.3\text{Mpa}$ la probeta presenta una mayor expansión que para las tensiones de $\bar{\sigma}_3=0.5\text{Mpa}$ y $\bar{\sigma}_3=1.0\text{Mpa}$ dando como resultado una relación de vacíos menor al analizado en la probeta inicial.

La influencia de la humedad relativa para este caso de condición no saturada muestra una mayor resistencia al cortante en el material calizo comparado con las condiciones anteriormente analizadas para la condición saturada. Se puede comparar las relaciones de vacíos para cada condición de saturación y como resultado se obtiene mayor porosidad para la condición no saturada en todas las fases de la simulación.

Figura 50 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=600 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

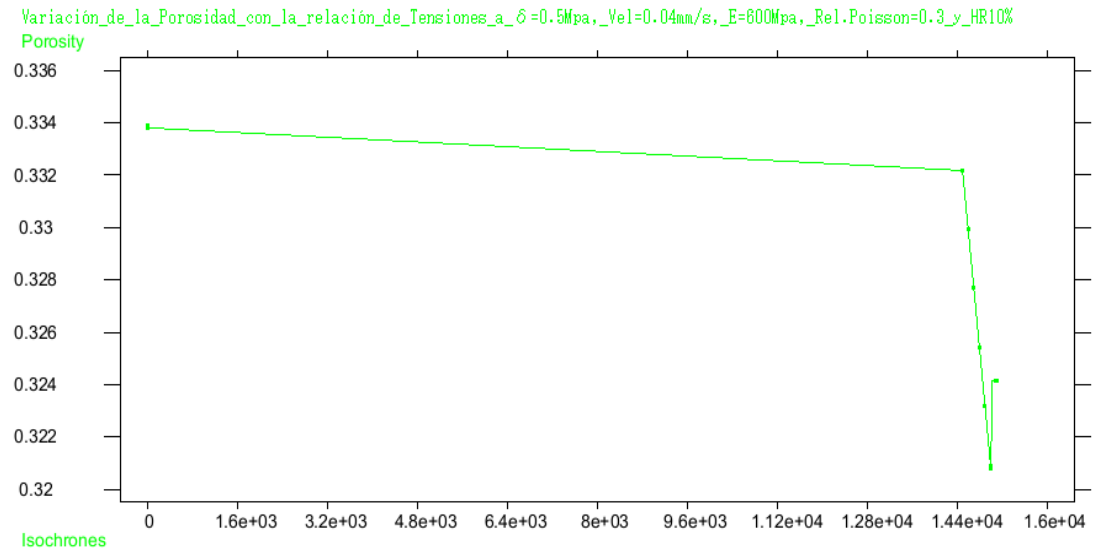


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=600Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33389	0.5012
4	0.33404	0.5015
14496	0.33231	0.4977
14596	0.33018	0.4929
14696	0.32805	0.4882
14796	0.32591	0.4834
14896	0.32377	0.4787
14996	0.32161	0.4740
15000	0.32153	0.4739
15096	0.33427	0.5021
15196	0.33427	0.5021
15296	0.33427	0.5021
15396	0.33427	0.5021
15496	0.33427	0.5021
15596	0.33427	0.5021
15600	0.33427	0.5021

Figura 51 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=600 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

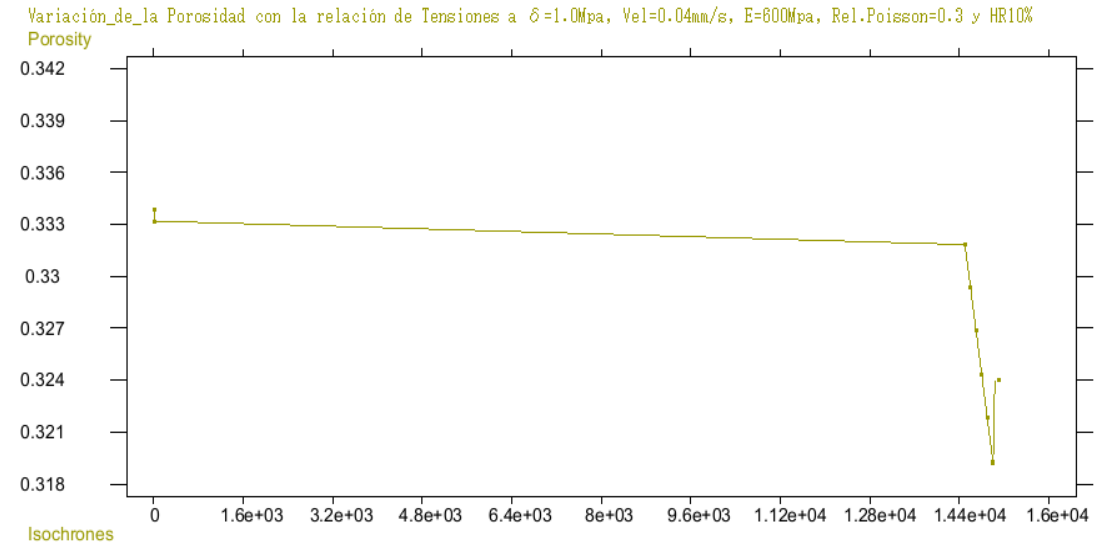


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=600Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3339	0.5012
4	0.33381	0.5010
14496	0.33218	0.4974
14596	0.32994	0.4924
14696	0.32769	0.4874
14796	0.32543	0.4824
14896	0.32317	0.4774
14996	0.3209	0.4725
15000	0.3208	0.4723
15096	0.3242	0.4797
15196	0.3242	0.4797
15296	0.3242	0.4797
15396	0.3242	0.4797
15496	0.3242	0.4797
15596	0.3242	0.4797
15600	0.3242	0.4797

Figura 52 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=600 MPa, Rel Poisson=0.3 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.E=600Mpa.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33388	0.5012
4	0.33332	0.4997
14496	0.33184	0.4966
14596	0.32935	0.4910
14696	0.32685	0.4855
14796	0.32434	0.4800
14896	0.32183	0.4745
14996	0.3193	0.4690
15000	0.3192	0.4688
15096	0.32386	0.4789
15196	0.32386	0.4789
15296	0.32386	0.4789
15396	0.32386	0.4789
15496	0.32386	0.4789
15596	0.32386	0.4789
15600	0.32386	0.4789

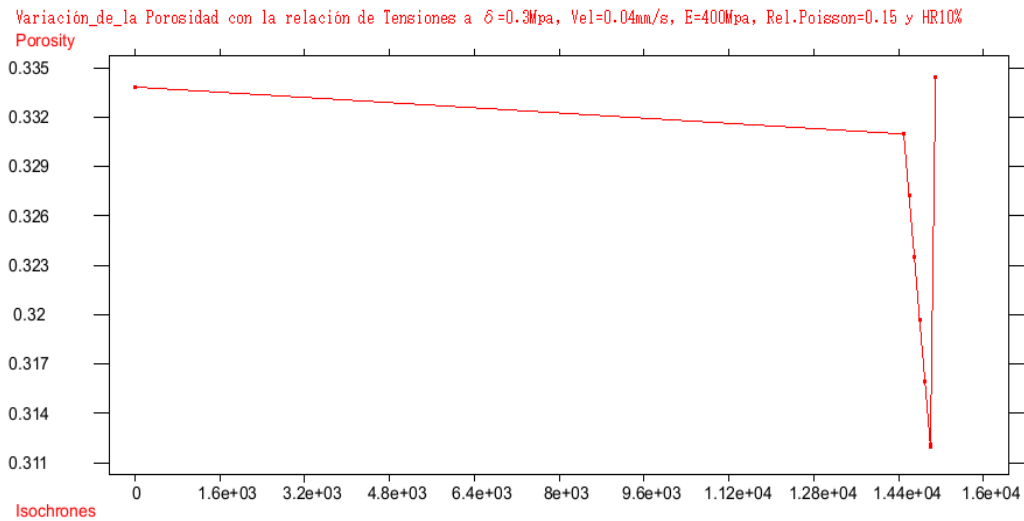
Análisis: *Influencia del módulo de elasticidad ($E=600\text{Mpa}$) sobre la probeta inicial en condiciones no saturadas HR10%*

Para el análisis de la probeta inicial variando su módulo de elasticidad de $E=400\text{Mpa}$ a un módulo de elasticidad de $E=600\text{Mpa}$ y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta_3=0.3\text{Mpa}$, $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ se observa que el material presenta una mayor resistencia a los esfuerzos siendo este más rígido que en su condición inicial lo que genera menor densificación de la probeta debido a la resistencia del material a la trituración entre sus partículas de contacto, observada en el análisis de la relación de vacíos y en su expansión en la etapa final de la simulación.

Para la condición de esfuerzo de confinamiento de $\delta_3=0.3\text{Mpa}$ la probeta presenta una mayor expansión que para las tensiones de $\delta_3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta_3=1.0\text{Mpa}$ dando como resultado una relación de vacíos mayor que los analizados en la probeta inicial.

La influencia de la humedad relativa para este caso de condición no saturada muestra una mayor resistencia al cortante en el material calizo comparado con las condiciones anteriormente analizadas para la condición saturada. Se puede comparar las relaciones de vacíos para cada condición de saturación y como resultado se obtiene mayor porosidad para la condición no saturada en todas las fases de la simulación.

Figura 53 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.15 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

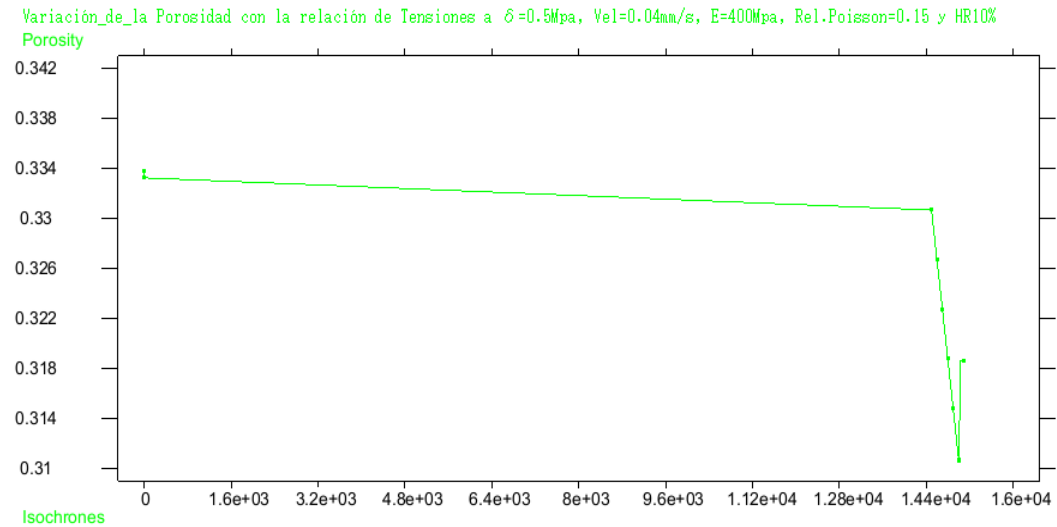


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Rel.Poisson=0.15.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3338	0.5010
4	0.33383	0.5011
14496	0.33098	0.4947
14596	0.32725	0.4864
14696	0.3235	0.4781
14796	0.31973	0.4700
14896	0.31593	0.4618
14996	0.31212	0.4537
15000	0.31197	0.4534
15096	0.3344	0.5024
15196	0.3344	0.5024
15296	0.3344	0.5024
15396	0.3344	0.5024
15496	0.3344	0.5024
15596	0.3344	0.5024
15600	0.3344	0.5024

Figura 54 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.15 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

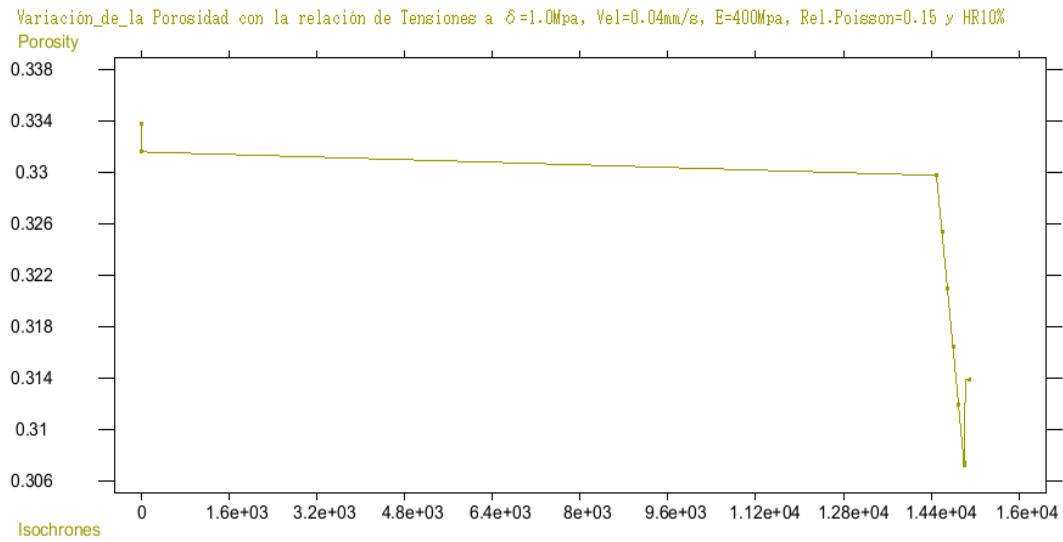


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Rel.Poisson=0.15.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33382	0.5010
4	0.33322	0.4997
14496	0.33065	0.4939
14596	0.32672	0.4852
14696	0.32276	0.4765
14796	0.31878	0.4679
14896	0.31478	0.4593
14996	0.31076	0.4508
15000	0.3106	0.4505
15096	0.3182	0.4667
15196	0.3182	0.4667
15296	0.3182	0.4667
15396	0.3182	0.4667
15496	0.3182	0.4667
15596	0.3182	0.4667
15600	0.3182	0.4667

Figura 55 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.15 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Rel.Poisson=0.15.HR10%

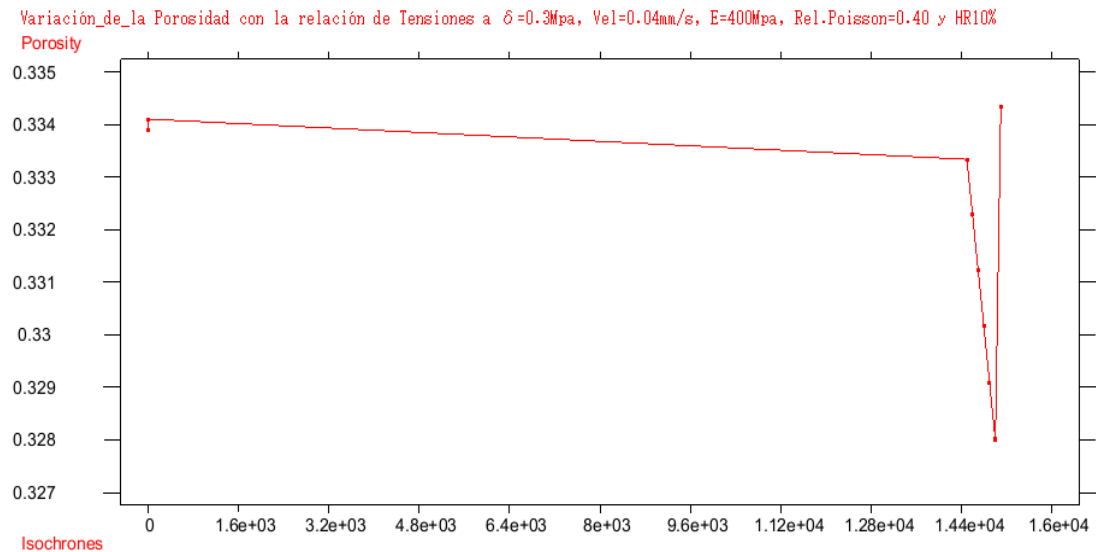
Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.3338	0.5010
4	0.33162	0.4961
14496	0.32978	0.4920
14596	0.32536	0.4822
14696	0.32092	0.4725
14796	0.31644	0.4629
14896	0.31194	0.4533
14996	0.30741	0.4438
15000	0.30723	0.4434
15096	0.31425	0.4582
15196	0.31425	0.4582
15296	0.31425	0.4582
15396	0.31425	0.4582
15496	0.31425	0.4582
15596	0.31425	0.4582
15600	0.31425	0.4582

Análisis: Influencia de la relación de Poisson (**Rel.Poisson=0.15**) sobre la probeta inicial en condiciones no saturadas HR10%

Este parámetro es característico de cada material que indica la relación entre las deformaciones relativas en sentido transversal que sufre el material y las deformaciones relativas en dirección de la fuerza aplicada sobre el mismo.

Para el análisis de la probeta inicial variando su relación de Poisson de 0.3 a una relación de Poisson de 0.15 y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta\sigma=0.3\text{Mpa}$, $\delta\sigma=0.5\text{Mpa}$ y $\delta\sigma=1.0\text{Mpa}$ observamos que el material se presenta una mayor deformación en cada sentido debido a la aplicación de los esfuerzos haciendo que haya una reacomodación de las partículas por lo que genera una relación de vacíos menor a las de la probeta inicial.

Figura 56 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.3\text{ MPa}$, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.4 HR=10% $\Psi=317.19\text{ MPa}$



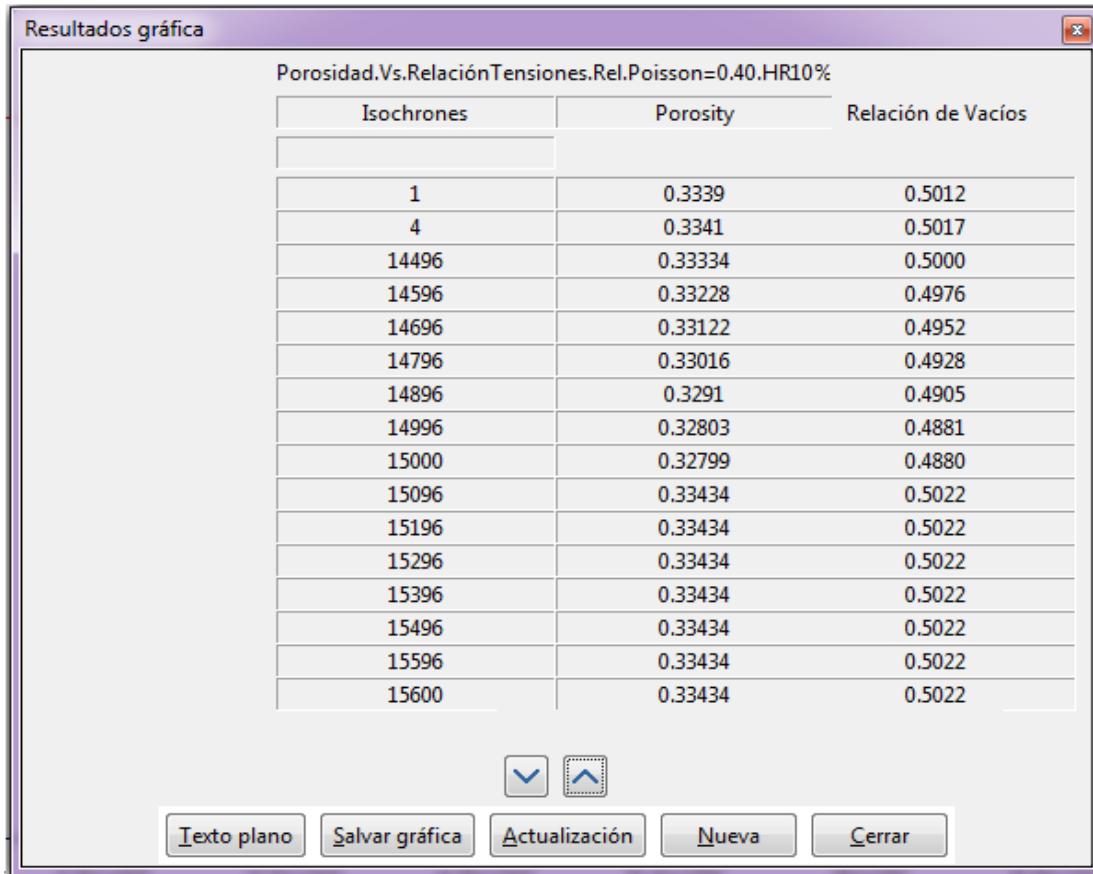
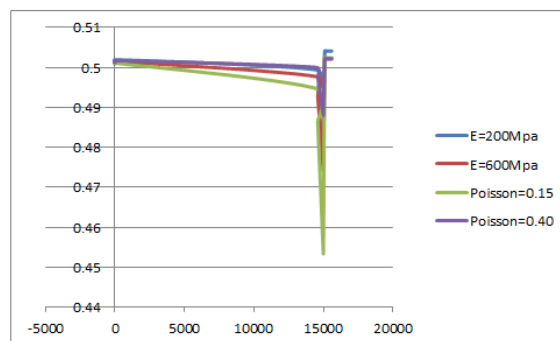


Figura 57 Análisis de la relación de vacíos y dilatación con la variación de los módulos de elasticidad ($E=200\text{Mpa}$ y $E=600\text{Mpa}$) y relaciones de Poisson (0.15 y 0.40) para condición no saturada HR10% a esfuerzo de confinamiento constante de $\sigma_3=0.3\text{Mpa}$.

Relación de Vacíos HR 10% $\sigma_3=0.3\text{Mpa}$

Paso	E=200Mpa	E=600Mpa	Poisson=0.15	Poisson=0.40
1	0.5009	0.5012	0.501	0.5012
4	0.5019	0.5015	0.5011	0.5017
14496	0.4994	0.4977	0.4947	0.5
14596	0.4947	0.4929	0.4864	0.4976
14696	0.4899	0.4882	0.4781	0.4952
14796	0.4852	0.4834	0.47	0.4928
14896	0.4804	0.4787	0.4618	0.4905
14996	0.4757	0.474	0.4537	0.4881
15000	0.4756	0.4739	0.4534	0.488
15096	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
15196	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
15296	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
15396	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
15496	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
15596	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
15600	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
Máximo	0.5041	0.5021	0.5024	0.5022
Mínimo	0.4756	0.4739	0.4534	0.488
Diferencia	0.0285	0.0282	0.049	0.0142

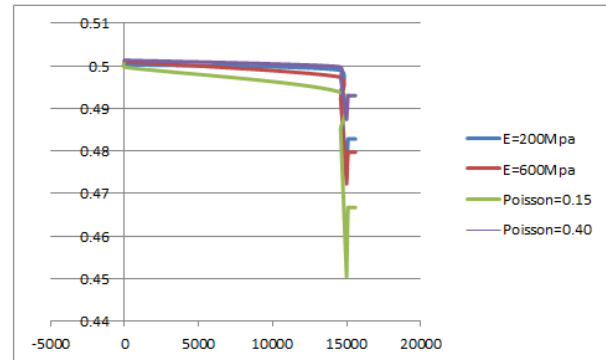


Valores máximos y mínimos del cambio de la relación de vacíos en el material

max	0.049
min	0.0142

Figura 58 Análisis de la relación de vacíos y dilatación con la variación de los módulos de elasticidad (E=200Mpa y E=600Mpa) y relaciones de Poisson (0.15 y 0.40) para condición no saturada HR10% a esfuerzo de confinamiento constante de $\bar{\sigma}_3=0.5\text{Mpa}$.

Relación de Vacíos HR 10% $\bar{\sigma}_3=0.5\text{Mpa}$				
Paso	E=200Mpa	E=600Mpa	Poisson=0.15	Poisson=0.40
1	0.5009	0.5012	0.501	0.5012
4	0.5003	0.501	0.4997	0.5013
14496	0.499	0.4974	0.4939	0.4998
14596	0.4939	0.4924	0.4852	0.4973
14696	0.4889	0.4874	0.4765	0.4949
14796	0.4839	0.4824	0.4679	0.4924
14896	0.4789	0.4774	0.4593	0.4899
14996	0.4739	0.4725	0.4508	0.4874
15000	0.4737	0.4723	0.4505	0.4874
15096	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
15196	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
15296	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
15396	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
15496	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
15596	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
15600	0.4828	0.4797	0.4667	0.493
Máximo	0.5009	0.5012	0.501	0.5013
Mínimo	0.4737	0.4723	0.4505	0.4874
Diferencia	0.0272	0.0289	0.0505	0.0139

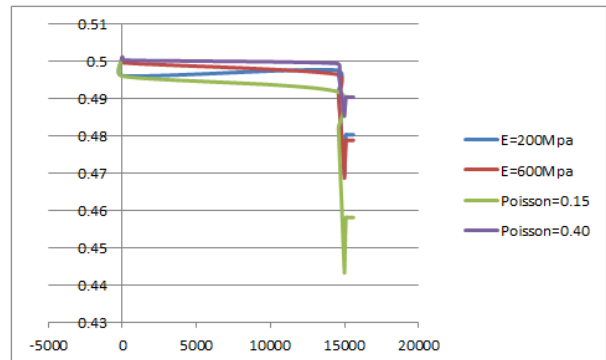


Valores máximos y mínimos del cambio de la relación de vacíos en el material

max	0.0505
min	0.0139

Figura 59 Análisis de la relación de vacíos y dilatación con la variación de los módulos de elasticidad (E=200Mpa y E=600Mpa) y relaciones de Poisson (0.15 y 0.40) para condición no saturada HR10% a esfuerzo de confinamiento constante de $\bar{\sigma}_3=1.0\text{Mpa}$.

Relación de Vacíos HR 10% $\bar{\sigma}_3=1.0\text{Mpa}$				
Paso	E=200Mpa	E=600Mpa	Poisson=0.15	Poisson=0.40
1	0.5009	0.5012	0.501	0.5013
4	0.4962	0.4997	0.4961	0.5004
14496	0.4977	0.4966	0.492	0.4995
14596	0.4921	0.491	0.4822	0.4967
14696	0.4865	0.4855	0.4725	0.4939
14796	0.481	0.48	0.4629	0.4911
14896	0.4754	0.4745	0.4533	0.4883
14996	0.4699	0.469	0.4438	0.4855
15000	0.4697	0.4688	0.4434	0.4854
15096	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
15196	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
15296	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
15396	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
15496	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
15596	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
15600	0.4804	0.4789	0.4582	0.4905
Máximo	0.5009	0.5012	0.501	0.5013
Mínimo	0.4697	0.4688	0.4434	0.4854
Diferencia	0.0312	0.0324	0.0576	0.0159



Valores máximos y mínimos del cambio de la relación de vacíos en el material

max	0.0576
min	0.0159

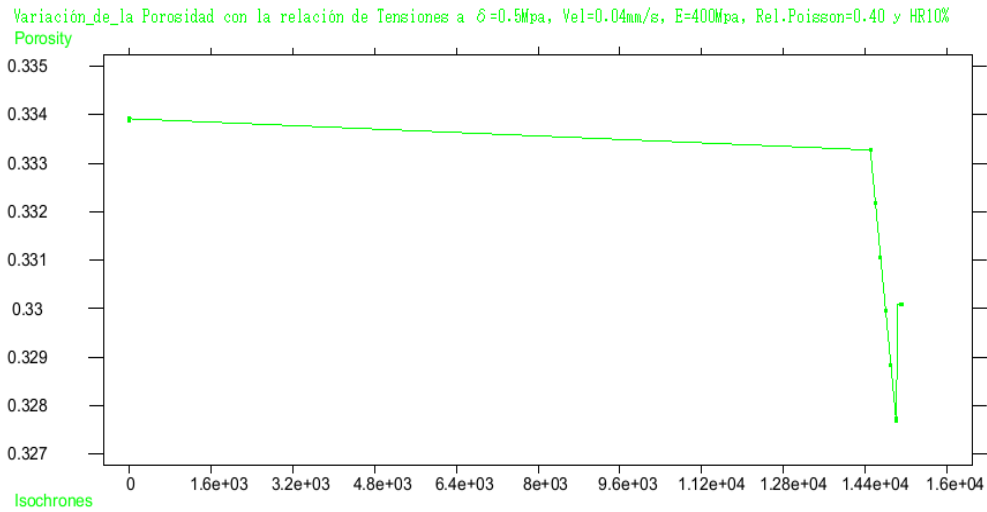
Interpretación

Para la condición no saturada HR10% efectivamente el parámetro que generó menor cambio en la relación de vacíos y menor densificación del material sometido a diferentes esfuerzos de confinamiento y durante todo su proceso de prueba en la simulación fue el parámetro de relación de Poisson 0.40 y el parámetro que generó mayor cambio en la relación de vacíos y mayor densificación del material fue la relación de Poisson 0.15.

Interpretación entre las condiciones HR100% y HR10%

Podemos concluir que del análisis realizado para observar cuales parámetros generan mayor influencia sobre el modelo inicial concluimos que estos son las relaciones de Poisson y también se puede concluir que entre la condición saturada HR100% y la condición no saturada HR10%, la que presenta menor resistencia a los esfuerzos y presenta mayor densificación del material debido a la reducción de la relación de vacíos es la condición HR100% por que está sometida al efecto que genera el agua en la resistencia de las partículas.

Figura 60 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=0.5$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.4 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa

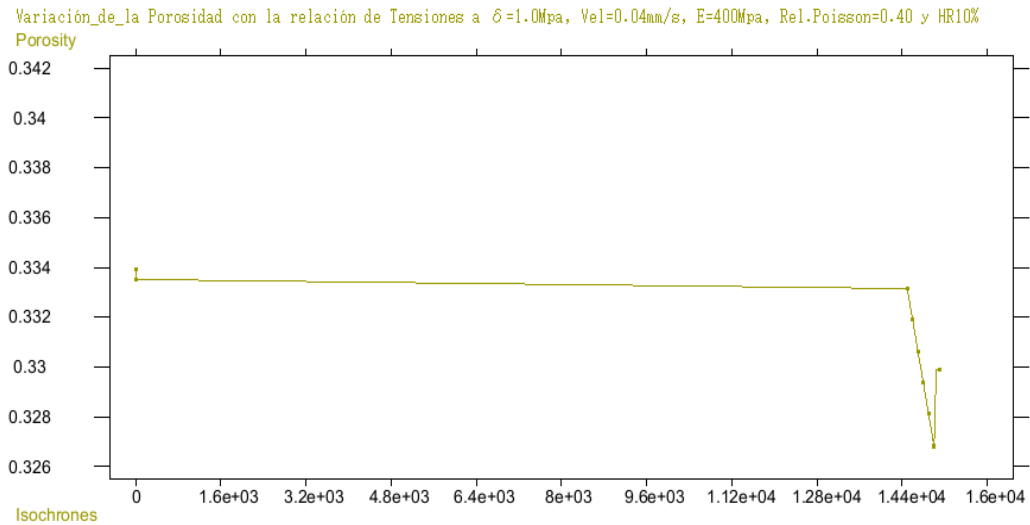


Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Rel.Poisson=0.40.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33389	0.5012
4	0.33392	0.5013
14496	0.33327	0.4998
14596	0.33217	0.4973
14696	0.33106	0.4949
14796	0.32995	0.4924
14896	0.32885	0.4899
14996	0.32773	0.4874
15000	0.32769	0.4874
15096	0.33023	0.4930
15196	0.33023	0.4930
15296	0.33023	0.4930
15396	0.33023	0.4930
15496	0.33023	0.4930
15596	0.33023	0.4930
15600	0.33023	0.4930

Figura 61 Variación porosidad vs relación tensiones a $\sigma_3=1$ MPa, Vel=0.04 mm/s, E=400 MPa, Rel Poisson=0.4 HR=10% $\Psi=317.19$ MPa



Resultados gráfica

Porosidad.Vs.RelaciónTensiones.Rel.Poisson=0.40.HR10%

Isochrones	Porosity	Relación de Vacíos
1	0.33394	0.5013
4	0.33352	0.5004
14496	0.33315	0.4995
14596	0.33189	0.4967
14696	0.33064	0.4939
14796	0.32938	0.4911
14896	0.32812	0.4883
14996	0.32685	0.4855
15000	0.3268	0.4854
15096	0.3291	0.4905
15196	0.3291	0.4905
15296	0.3291	0.4905
15396	0.3291	0.4905
15496	0.3291	0.4905
15596	0.3291	0.4905
15600	0.3291	0.4905

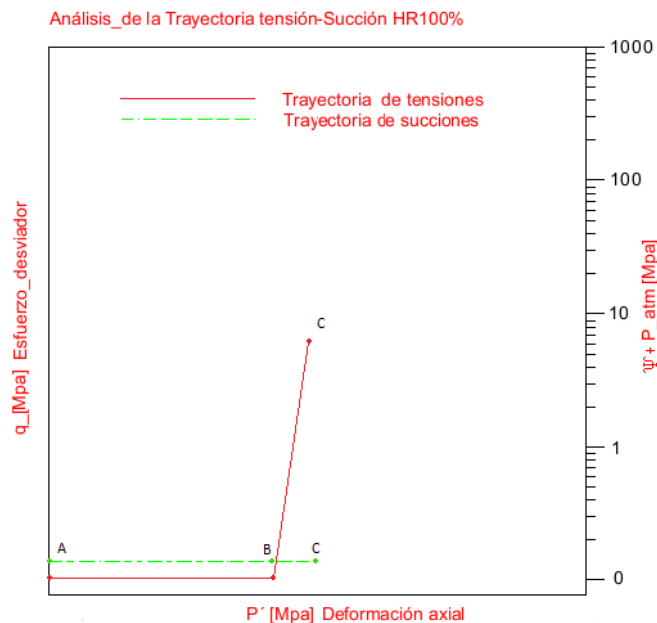
Análisis: Influencia de la relación de Poisson (**Rel.Poisson=0.40**) sobre la probeta inicial en condiciones no saturadas HR10%

Para el análisis de la probeta inicial variando su relación de Poisson de 0.3 a una relación de Poisson de 0.40 y realizando las pruebas con las diferentes relaciones de tensiones $\delta 3=0.3\text{Mpa}$, $\delta 3=0.5\text{Mpa}$ y $\delta 3=1.0\text{Mpa}$ observamos que el material presenta una menor deformación en cada sentido debido a la aplicación de los esfuerzos haciendo que haya una acomodación de las partículas muy leve a las de la probeta con relación de Poisson de 0.3 por lo que genera una relación de vacíos mayor a las de la probeta inicial.

5.5.2. Análisis e interpretación de gráficos

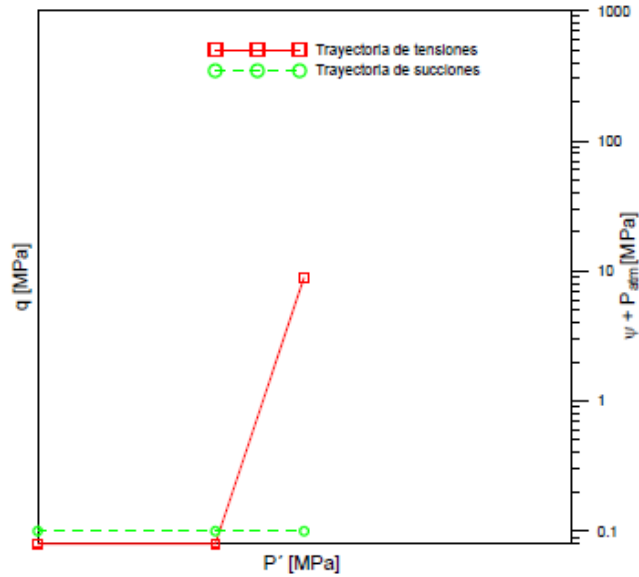
Análisis: Esfuerzo-Deformación. Cálculo del invariante de esfuerzo desviador "q" en función de la deformación axial.

Análisis de la trayectoria tensión-succión HR100%



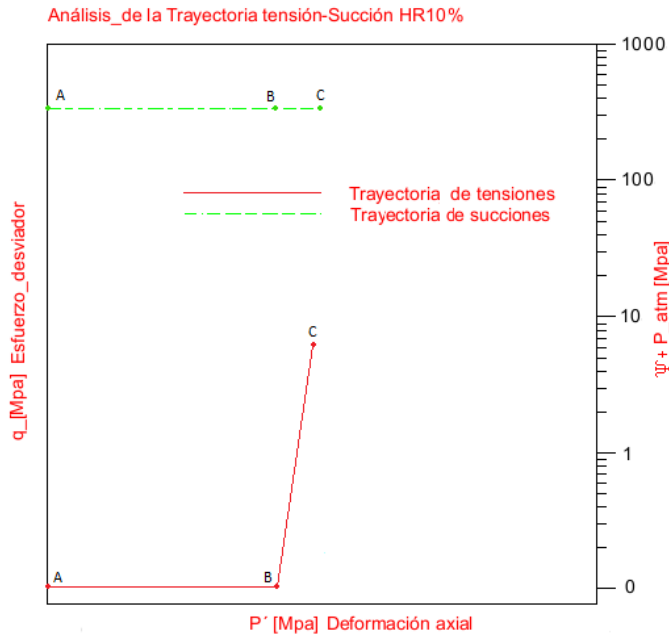
Simulación del modelo. GID

Figura 62 Trayectoria tensión-succión HR 100%



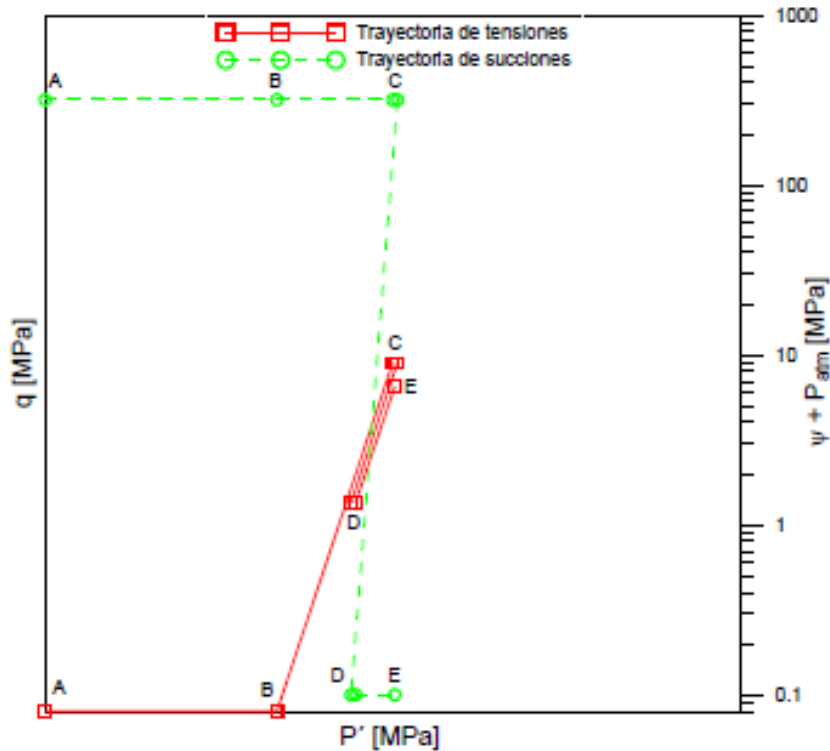
Fuente. Tesis Doctoral. "Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión" Enrique Francisco Ortega Iturralde.

Análisis de la trayectoria tensión-succión HR10%



Simulación del modelo. GID

Figura 63 Trayectoria tensión-Succión HR 10%- Sat-Cort



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde.

Interpretación

El comportamiento tensión-deformación de los materiales granulares en las diferentes trayectorias de tensiones desarrolladas, está influenciado por las variaciones de la succión ($\Psi=0\text{Mpa}$ y $\psi=317.19\text{Mpa}$). Las trayectorias saturadas HR100% presentan menores valores de la tensión desviadora que las trayectorias desarrolladas a altas succiones HR10%. Se desarrollaron dos ensayos a succión constante. Las probetas desarrollan tensiones desviadoras hasta alcanzar sus condiciones límite.

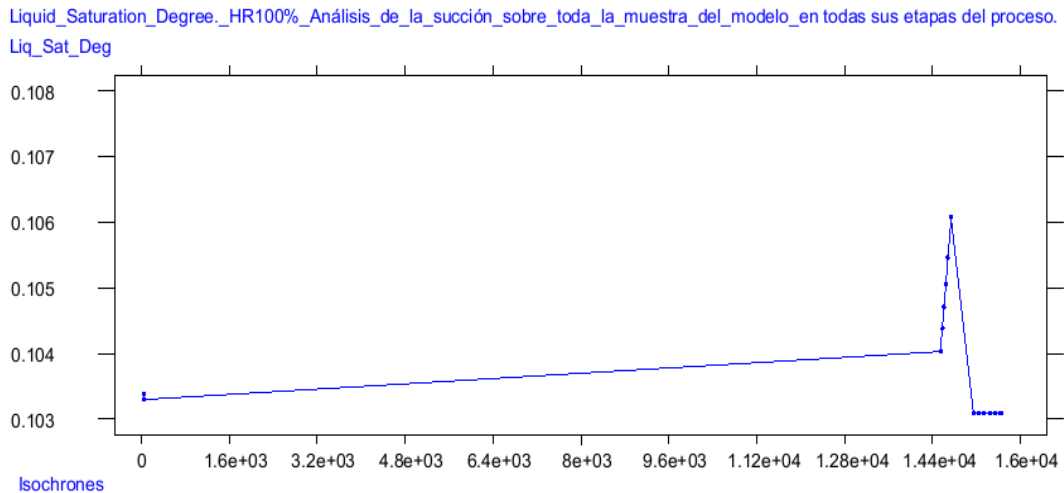
Otro factor importante a considerar en la resistencia al corte de los materiales granulares es la tensión de confinamiento aplicada, la cual es capaz de activar o impedir la dilatancia del material proporcionando una menor o mayor compresibilidad.

La tensión de confinamiento reduce la componente dilatante del material e incrementa la rotura de partículas en las trayectorias de tensiones y succiones desarrolladas y la velocidad de la deformación de corte tiene influencia en la resistencia y la compresibilidad de los materiales granulares.

Los cálculos obtenidos en la simulación son muy similares a los desarrollados experimentalmente. Los resultados para HR100% presenta una succión inicial sobre la muestra bastante cercana a la presión atmosférica mostrando una homogeneidad sobre la muestra. Para las condiciones no saturadas HR10% también se observa una buena aproximación a los valores experimentales, mostrando la continuidad de la succión presentada bastante cercana a la suma de la succión de 317.19 y la presión atmosférica.

Análisis: De la succión sobre toda la muestra del modelo en todas sus etapas del proceso.

Condición HR100%

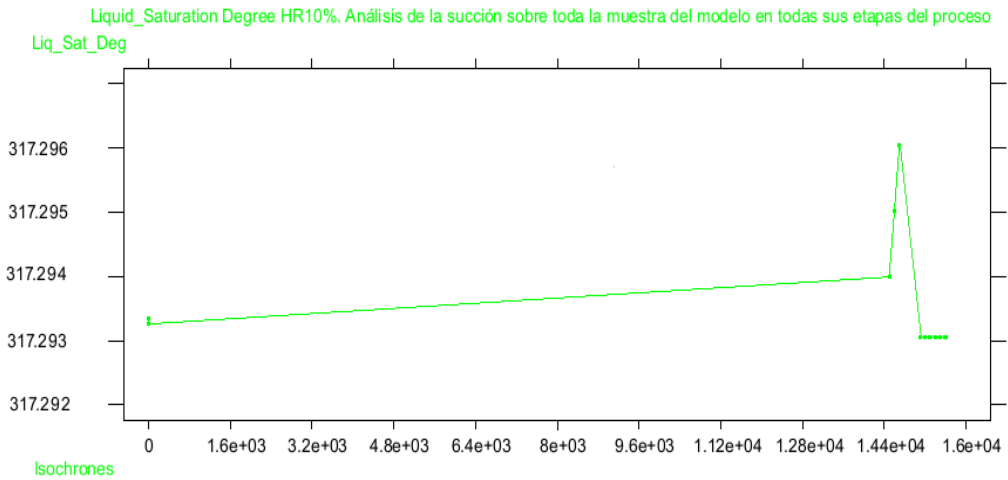


Simulación del modelo. GID

Resultados gráfica

Liquid.Saturation.Degree.HR100%	
Isochrones	Liq_Sat_Deg
1	0.10334
4	0.10326
14496	0.10399
14596	0.1041
14696	0.1043
14796	0.1047
14896	0.105
14996	0.1055
15000	0.1062
15096	0.10305
15196	0.10305
15296	0.10305
15396	0.10305
15496	0.10305
15596	0.10305
15600	0.10305

Condición HR10%



Simulación del modelo. GID

Resultados gráfica

Liquid.Saturation.Degree.HR10%	
Isochrones	Liq_Sat_Deg
1	317.29334
4	317.29326
14496	317.29399
14596	317.2941
14696	317.2943
14796	317.2947
14896	317.295
14996	317.2955
15000	317.2962
15096	317.29305
15196	317.29305
15296	317.29305
15396	317.29305
15496	317.29305
15596	317.29305
15600	317.29305

Interpretación

El efecto de la succión, que comprende la esencia del fenómeno físico observado en el comportamiento de las escolleras.

Debido a la gran permeabilidad de los materiales granulares, el agua nunca llena los vacíos, a menos que la estructura sea sumergida.

Para las dos condiciones de succión analizadas se puede observar una leve variación en la succión sobre toda la muestra en las diferentes etapas de la simulación. Se observa pequeño incremento en la succión en el tercer

intervalo de tiempo que corresponde a la aplicación del esfuerzo desviador, pero en general la succión es bastante homogénea sobre toda la muestra.

6. Dilatancia en agregados granulares

6.1. Desarrollo

La información sobre la dilatancia durante el corte es una contribución fundamental para entender el comportamiento tensión-deformación. Se requiere así mismo para construir modelos constitutivos elastoplásticos. Los agregados granulares gruesos difieren de los suelos granulares en un aspecto fundamental, ya que son capaces de fracturarse bajo estados de tensiones usuales en la ingeniería práctica. La rotura de partículas da como resultado un aumento de la compresibilidad bajo tensión de confinamiento.

Los incrementos de succión retardan la propagación de agrietamiento en partículas tensionadas y conduce a una respuesta global con mayor resistencia y menos compresibilidad. El colapso, es un fenómeno de compresión rápido que puede inducirse debido a la reducción de la succión, ya que esta acelera la propagación de las fracturas.

Una referencia fundamental para materiales, que disipan energía en un modo friccional, es el Cam Clay. Allí la dilatancia se expresa como:

$$d = \frac{\varepsilon_v^p}{\varepsilon_s^p} = M - \eta \quad (6.1)$$

Donde ε_v^p , ε_s^p son las deformaciones volumétricas y desviadoras plásticas, $\varepsilon_v^p = \varepsilon_1^p + 2\varepsilon_3^p$; $\varepsilon_s^p = \frac{2}{3} \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p$; $\eta = \frac{q}{p'}$; $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$; $p' = \sigma'_1 + 2\sigma'_3$; M es la relación de tensiones críticas.

Al integrar (6.1), se obtiene el potencial plástico. En estado de tensiones triaxiales, conduce a la función de fluencia. Para $\eta=0$ (compresión

isotrópica) el Cam Clay predice dilatancia infinita ($d=M$). Así mismo, en el modelo Cam Clay el índice de cambio de d con η es 1. Proponiendo así una ley más simple para la dilatancia:

$$d = \mu M - \eta \frac{\alpha M}{\eta} + 1 \quad (6.2)$$

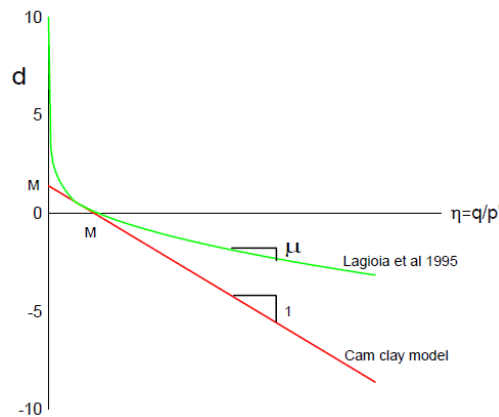
Donde α y μ son parámetros. Cuando η tiende a cero, d tiende a infinito. La forma en la que se expresa la dilatancia en (6.2) se muestra en la figura 6.1 para una serie particular de parámetros.

Una descripción paralela de dilatancia formulada por Rowe (1962) y soportada por Josseling de Jong (1976) describe a d como:

$$d = 1 - \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \frac{1}{K_{cr}} \quad (6.3)$$

Donde $K_{cr} = \tan^2 45 + \frac{\phi_{cr}}{2}$ y ϕ_{cr} es el ángulo de estado crítico.

Figura 64 Dilatancia en los modelos Cam Clay y Lagioia et al (1995)



Fuente. Tesis Doctoral. “Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión” Enrique Francisco Ortega Iturralde

La densidad del material o la tensión de confinamiento, son factores que no se han tenido en cuenta en las ecuaciones (6.1), (6.2) y (6.3).

Li and Dafalias (2000) plantearon que las teorías de dilatancia clásicas no incluyen la contracción estática y cinemática de los contactos de las

partículas, que en términos prácticos implican que los efectos de la densidad y el nivel de tensiones no se incluyen adecuadamente.

$$d = d_1 e^{m\psi} - \frac{\eta}{M} \quad (6.4)$$

Donde d_1 , m y M son los parámetros del material.

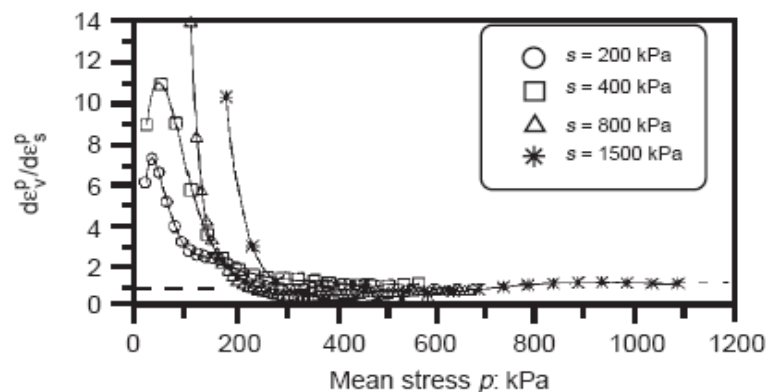
Los datos de dilatancia en conexión con ensayos a succión controlada en suelos han sido mencionados en varios artículos. Algunos resultados de los ensayo triaxiales reportados por Cui and Delage (1996) sobre el limo de Jossigny compactado se muestran en la figura 6.2. Para un valor constante de $\eta=1$, se midió un efecto importante de las tensiones de confinamiento y de la succión. La dilatancia disminuye al aumentar las tensiones y disminuir la succión.

$$d = \mu\eta + \alpha \quad (6.5)$$

Donde α depende de la presión de confinamiento. En esta ecuación se falla en reproducir los valores infinitos de d asociados a cargas isotrópicas.

El parámetro μ se hizo depender de manera lineal a la succión.

Figura 65 Ensayos triaxiales desarrollados por Cui y Delage (1996) sobre un limo Jissigny compactado. Medidas de dilatancia para un valor constante de $\eta=1$. Efecto de la tensión de confinamiento y de la succión



Fuente. Tesis Doctoral. "Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión" Enrique Francisco Ortega Iturralde

6.2. Ensayos triaxiales con succión controlada sobre el material calizo

El material friccionante es una grava con tamaños en el rango de 40-1.2mm. Algunos parámetros de identificación de la roca están indicados en la siguiente tabla.

Tabla 2 Parámetros del material calizo

Peso volumétrico	Gravedad específica de sólidos	Relación de vacíos	Resistencia a la compresión simple
17.73 kN/m ³	2.7	0.544-0.548	150MPa

Fuente. Tesis Doctoral. "Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión" Enrique Francisco Ortega Iturralde

Los resultados de tensiones continuas para HR 10% se muestran en la figura 6.3. En alguna etapa del ensayo las muestras se humedecieron y la HR se incrementó a 100%. La deformación volumétrica cambió y se redujo la dilatancia. Como resultado, las tensiones desviadoras disminuyen y al final se recuperan nuevamente. La resistencia límite corresponde a la condición saturada.

De la figura 6.3 apreciamos que la dilatancia se desarrolló cuando la muestra está cercana a las condiciones límites. Es importante notar que los ensayos triaxiales sobre las probetas de grava muestran un comportamiento dúctil, aun si el material ha sido bien compactado.

7. CONCLUSIONES

Comparación entre las simulaciones hechas para las condiciones de humedad relativa HR100% y HR10%.

El comportamiento en los materiales granulares dependen principalmente de su origen geológico, forma, tamaño, textura, compactación, resistencia, estado de tensiones, y de su humedad.

Una posible causa de las grandes deformaciones observadas en los materiales granulares podría ser la rotura de las partículas de la roca en los puntos de los contactos, produciéndose un reacomodo de la estructura granular hacia una posición más estable. El tipo de granulometría analizado para estas simulaciones es un material calizo de baja porosidad y alta resistencia con granulometría continua, para aumentar el número de puntos de contacto entre partículas, y disminuir la tensión en los contactos.

En la probeta analizada para condiciones saturadas HR100% produce un aumento de la deformación vertical, determinando que la compresibilidad del material aumenta con la humedad de compactación. Las dos probetas analizadas una con humedad relativa de HR10% y la otra probeta con humedad relativa de HR100% alcanzan una deformación final muy similar, aunque se nota un aumento en la densificación para la condición saturada.

El efecto de la rotura de partículas sobre la resistencia al corte del material es la eliminación gradual de la componente del ángulo de fricción debida a la dilatancia a medida que se aumenta la tensión de confinamiento. La rotura de partículas es mayor durante la aplicación de la tensión desviadora, que en la consolidación isótropa.

Cuando más grande es la partícula, mayor es la probabilidad que contenga fisuras o imperfecciones, que hacen que la resistencia de la partícula sea menor. Las partículas de roca se obtienen por rotura de bloques, y éstos se

rompen por las imperfecciones, que tienden a desaparecer de los granos de menor tamaño aumentando su resistencia.

Está demostrado que el agua tiene una importante influencia en el mecanismo de rotura y por consiguiente en el comportamiento mecánico de los materiales de partículas gruesas por ende dichos modelos se simularon analizando la influencia de la succión en cada probeta.

El material granular calizo está sujeto a la acción de las cargas y a las variaciones de la humedad que produce rotura de sus agregados, como consecuencia de la acción del agua y del nivel de tensiones aplicados. Si en los materiales granulares se incrementa la presión de confinamiento, existe un punto donde la dilatancia desaparece, debido a que los agregados se fracturan, porque se han superado las fuerzas de rozamiento y la resistencia individual del material. En general un aumento en el contenido de la humedad, genera una disminución de volumen y de la resistencia al corte del material. La rotura de partículas da como resultado un aumento de la compresibilidad bajo tensión de confinamiento.

Analizando el incremento de la succión que se empleó para la probeta no saturada HR10%, esta succión de 317.19 Mpa retarda la propagación de agrietamiento en partículas tensionadas y conduce a una respuesta global con mayor resistencia y menor compresibilidad que para la condición de la probeta saturada HR100%.

La variación de los parámetros como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson generan cambios notables en el comportamiento del material como la resistencia mecánica que depende de su capacidad para soportar cargas sin deformación excesiva, la cual se puede notar en los análisis realizados para $E=200\text{Mpa}$, $E=600\text{Mpa}$, $\text{Rel.Poisson}=0.15$ y $\text{Rel.Poisson}=0.40$

BIBLIOGRAFIA

Chávez, N.C. (2004). Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio; con énfasis en la influencia de la succión. PhD. Departamento de ingeniería del terreno, Cartografía y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona España.

Garnica Anguas, Gómez López, Suárez y Araujo. Efecto de rotura de granos en material de balasto bajo carga repetida. Instituto Mexicano del Transporte

Manual de GID pre-post procesador para las simulaciones numéricas de la ciencia y la ingeniería. <http://gid.cimne.upc.es/gid-plus/modules/research-modules/63-codebright> <http://es.scribd.com/doc/74227687/Metodos-Numericos> Consultado Diciembre 10 de 2012

Oldecop, L. (2000). Compresibilidad de escolleras influencia de la humedad PhD. Departamento de ingeniería del terreno. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

Olivella, S., A. Gens, et al. (1996). "Numerical formulation for simulator (CODE_BRIGHT) for coupled analysis of saline media. "Enging Comput. 13(7): 87-112

Ortega Iturralde, Enrique Francisco. Comportamiento de materiales granulares gruesos. Efecto de la succión. Tesis Doctoral.

User's Guide CODE_BRIGHT. <https://www.etcg.upc.edu/recerca/code>. Consultado el Diciembre 10 de 2012

<http://www3.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica9.htm>

Consultado Marzo 15 de 2013

<http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/RELACIONES%20VOLUMETRICAS%20Y%20GRAVIMETRICAS%20Leoni.pdf>

Consultado Marzo 19 de 2013

ANEXOS A

PASOS MODELAMIENTO GENERAL GID

✓ **DEFINIMOS EL TIPO DE PROBLEMA.**

Tipo de problema CODE_BRIGTH_V4

✓ **DEFINIMOS LA GEOMETRÍA.** La probeta real tiene las siguientes dimensiones:

Diámetro=0.25m; Altura=0.5m.

El modelo se representa por medio de la opción de AXISIMETRIA por lo tanto solo se modela un rectángulo q represente un corte de la muestra con las siguientes dimensiones:

Base=0.125m; Altura=0.5m

✓ **DEFINIMOS LOS DATOS DEL PROBLEMA (PROBLEM DATA).**

✓ General data

Title of the problem: HR 100%

Execution: Full execution

Backup: No Backup

Aximetry= Around Y-Axis

Gravity Z (Y for 2-D):0

El modelo se trabaja con esfuerzos iniciales constantes en toda la altura de la muestra por eso utilizamos gravedad igual a cero.

✓ Equations solved

Seleccionamos: Stress equilibrium (unknow displacement u)

Updated lagrangian method: No

Seleccionamos: Mass balance water (unknow liquid pressure PI)

En el modelo se resuelve tanto el equilibrio de esfuerzos como el balance de masa de agua. Es decir se resuelve el problema de forma acoplada (HM)

- ✓ Solution strategy
Dejamos los valores por defecto del programa.
- ✓ Salida
Write numerical process information: Partial
Writing frequency: 100
Write Boundary Reactions in additional file: Use writing frequency
Output points: Puntos de gauss

- ✓ Select Output.

- ✓ **DEFINIMOS LOS DATOS DEL INTERVALO.**

Para esta prueba definimos 4 intervalos de tiempo, el primer intervalo de (1) hora, lo empleamos para la aplicación de una importante tensión media efectiva de pre consolidación, asociada con la compactación; en este caso se compactaron a una energía de compactación proctor estándar de (629.6 Joule/ litro) equivalente a 0.63 Mpa.

En el segundo intervalo de (3) horas, lo empleamos para la aplicación del esfuerzo de confinamiento " σ_3 " este esfuerzo puede tomar los siguientes valores 0.3Mpa; 0.5Mpa y 1.0 Mpa.

En el tercer intervalo de tiempo (10min) se emplea el esfuerzo desviador, una carga "**P**" se aplicará desde fuera de la celda y es progresivamente incrementada a una velocidad de deformación de corte de 0.04mm/s. La tensión adicional causada por "**P**" es **P/A**. Finalmente la tensión axial total denotada por " σ_1 " es igual a: **$\sigma_1 = (\sigma_3 + P/A)$** se ordena: **$P/A = \sigma_1 - \sigma_3$** donde la diferencia de tensiones representa el esfuerzo desviador; este esfuerzo desviador puede tomar los siguientes valores máximos 1.5Mpa; 2.25Mpa ó 3.5Mpa para condiciones de HR100%.

El cuarto intervalo de tiempo (10min) se emplea para finalizar el proceso y poder observar la reacción del problema a su expansión.

- ✓ Interval Data. 1
Units of time discretization: Hours
Initial Time (start period): 0.0

Initial Time Step: 1
Final Time (end period):1
Partial Time (see manual):1
Partial Time Step (see manual):1

✓ Interval Data. 2

Units of time discretization: Hours
Initial Time (start period): 1
Initial Time Step: 1
Final Time (end period):4
Partial Time (see manual):2
Partial Time Step (see manual):1

✓ Interval Data. 3

Units of time discretization: seconds
Initial Time (start period): 14400
Initial Time Step: 1
Final Time (end period):15000
Partial Time (see manual):2
Partial Time Step (see manual):1

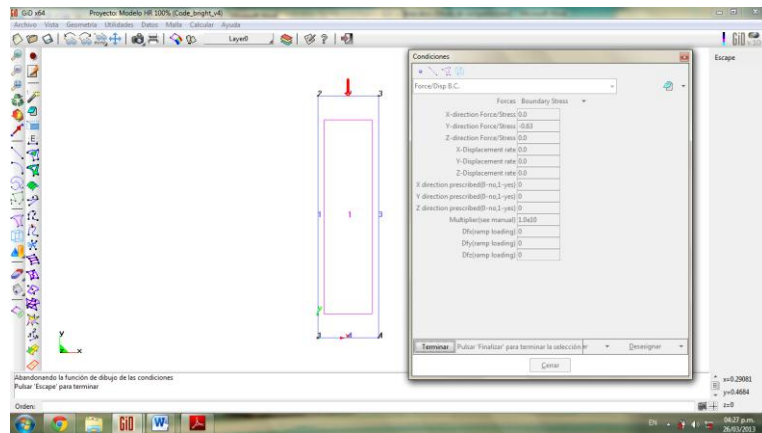
✓ Interval Data. 4

Units of time discretization: seconds
Initial Time (start period): 15000
Initial Time Step: 1
Final Time (end period):15600
Partial Time (see manual):2
Partial Time Step (see manual):1

✓ **DEFINIMOS LAS CONDICIONES PARA EL (1) PRIMER INTERVALO DE TIEMPO.**

✓ Asignamos la carga de 0.63 Mpa sobre la línea 2.

Force/Disp B.C
Forces: Boundary Strees
Y-direction Force/Stress: -0.63 Mpa
Asignar sobre la línea 2.



- ✓ Asignamos la restricción del desplazamiento en dirección X, sobre la línea 3.

Force/Disp B.C

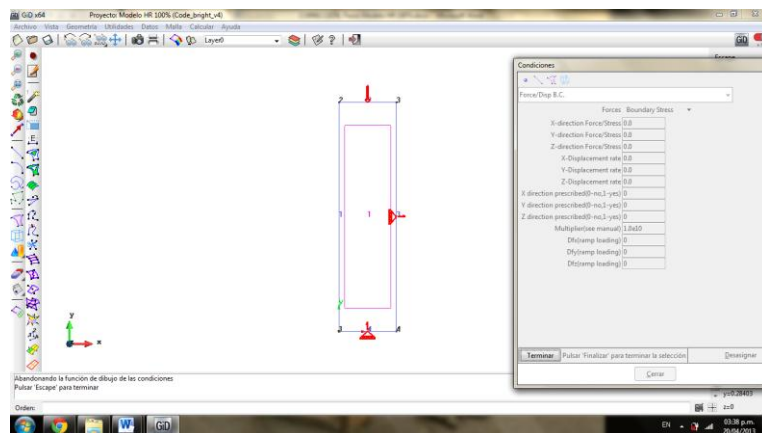
Forces: Nodal forces

X-Displacement rate: 0

X direction prescribed (0-no, 1-yes): 1

Asignar sobre la línea 3.

Solo se restringe la línea 3. El interno línea 1 es una condición cumple la condición de eje de simetría por tanto no puede deformarse horizontalmente.



- ✓ Asignamos la restricción del desplazamiento en dirección Y, sobre la línea 4.

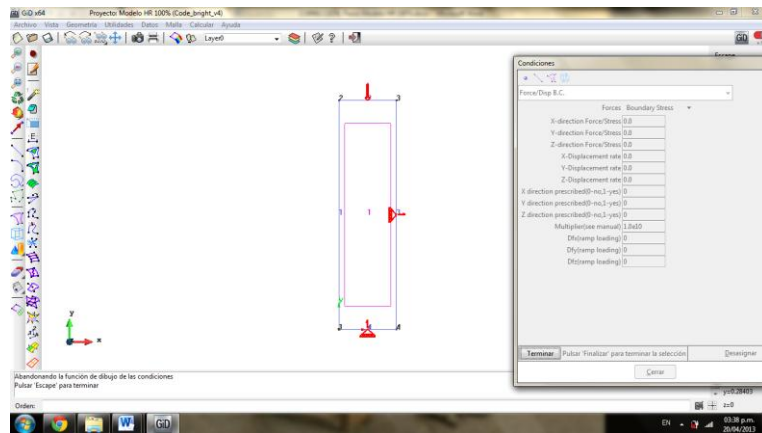
Force/Disp B.C

Forces: Nodal forces

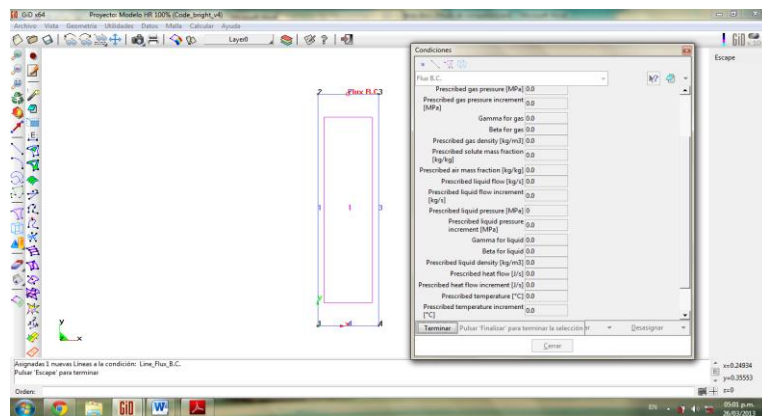
Y-Displacement rate: 0

Y direction prescribed (0-no, 1-yes): 1

Asignar sobre la línea 4.



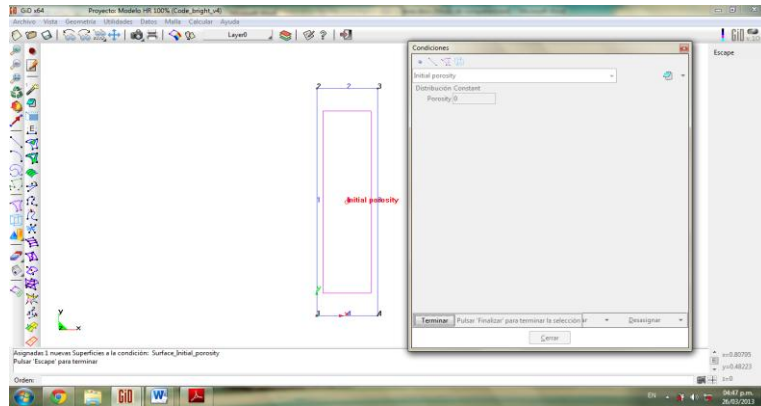
- ✓ Asignamos la condición de succión ($\Psi = 0$ Mpa) para HR100% Flux B.C.
Prescribed liquid pressure [Mpa] = 0
Asignar sobre La Línea 2.



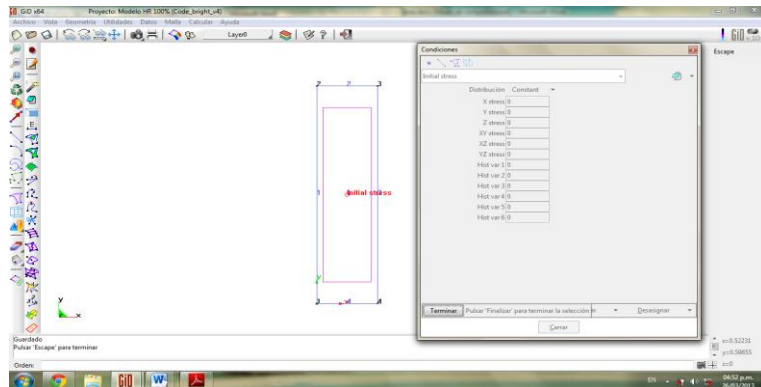
- ✓ Asignamos sobre la superficie (material de baja porosidad)

Initial porosity
Distribución Constant
Porosity: 0.334

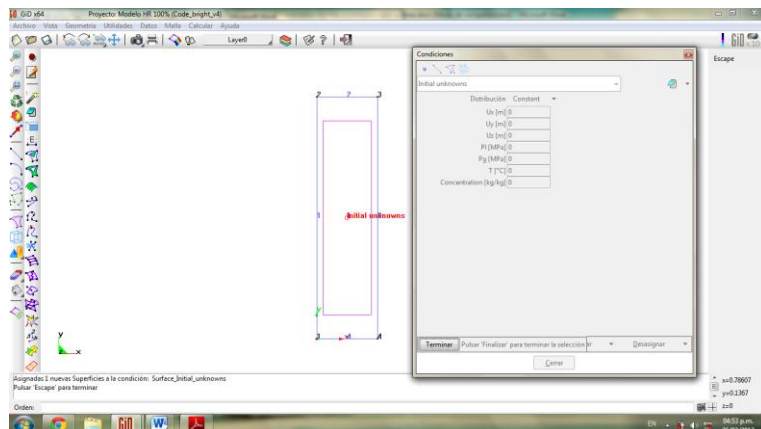
NOTA: Para una relación de vacíos $e_o = 0.502$
Calculamos la relación de vacíos y porosidad " $n = e_o / (1 + e_o)$ "
Obteniendo porosidad $n = 0.334$



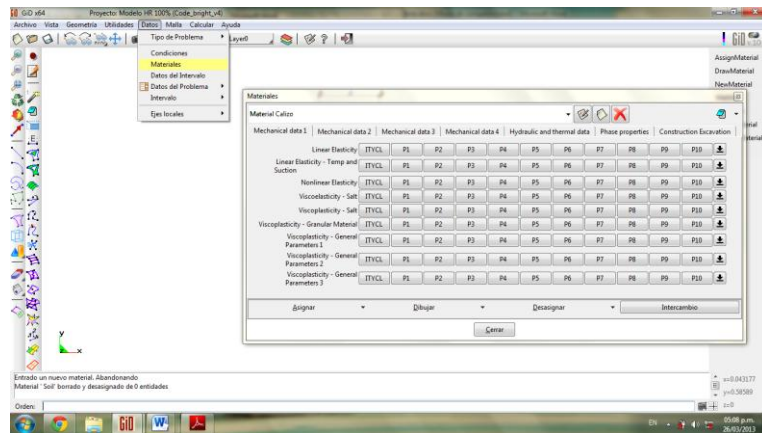
- ✓ Asignamos sobre la superficie
Initial stress
Distribución Constant
XY stress=0.1 Mpa
Todas las demás variables "0" por defecto del programa



- ✓ Asignamos sobre la superficie
Initial unknowns
Distribución Constant
Todas las variables "0" por defecto del programa



- ✓ Definimos las condiciones **mecánicas** del material calizo.



- ✓ **ELASTICITY:**

ICL	NAME	ITYCL	DESCRIPTION
1	ELASTICITY	1	Linear elasticity model
		2	Bilinear elasticity model
		16	Elasticity law - Zero thickness element

Linear Elasticity ITYCL P1 P2 P3 P4 P5 P6 P7 P8 P9 P10

NOTA: 1) Los Valores introducidos en P1=400 Mpa corresponde al valor del módulo de elasticidad.

2) El valor introducido en P3=0.3 corresponde a la relación de Poisson.

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
1	400		0.3							

- ✓ **VISCOPLASTICITY FOR UNSATURATED SOILS BASED ON BBM:**

ICL	NAME	ITYCL	DESCRIPTION
34	VISCOPLASTICITY FOR UNSATURATED SOILS BASED ON BBM	1	Viscoplasticity (general model for unsaturated soils based on Desai and Perzyna theory). Parameters for viscoplasticity
		16	Viscoplasticity - Zero thickness element

Viscoplasticity - General Parameters 1 ITYCL P1 P2 P3 P4 P5 P6 P7 P8 P9 P10

NOTA: 1) El valor de P3= Fo=1 Mpa lo sugiere el manual

2) El valor de P5=0 corresponde al parámetro que define la no-asociatividad del potencial plástico. Para este caso no lo vamos a tener en cuenta.

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
1			Fo=1 Mpa							

✓ VISCOPLASTICITY FOR UNSATURATED SOILS BASED ON BBM:

ICL	NAME	ITYCL	DESCRIPTION
35	VISCOPLASTICITY FOR UNSATURATED SOILS BASED ON BBM	1	Parameters for yield function and plastic potential
		16	Viscoplasticity - Zero thickness element

Viscoplasticity - General Parameters 2

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	↓
-------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	---

NOTA: 1) El valor de P10 = 1.96 corresponde a la pendiente de la envolvente de la resistencia del estado crítico para condiciones saturadas M_{sat} .

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
1										$M_{sat} = 1.96$

✓ VISCOPLASTICITY FOR UNSATURATED SOILS BASED ON BBM:

ICL	NAME	ITYCL	DESCRIPTION
36	VISCOPLASTICITY FOR UNSATURATED SOILS BASED ON BBM	1	Parameters for LC curve
		2	Parameters for LC curve for rockfill materials
		3	Parameters for LC curve for rockfill materials
		16	Viscoplasticity - Zero thickness element

Viscoplasticity - General Parameters 3

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	↓
-------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	---

NOTA: 1) El valor de P2=0.01345 Mpa-1 corresponde a la compresibilidad instantánea virgen λ_i .

2) El valor de P3=0.01494 Mpa-1 corresponde a la compresibilidad elástica para condiciones saturadas λ_d .

3) El valor de P5=0.12 corresponde a la tensión media de fluencia para el inicio del fenómeno elástico P_y .

4) Los valores de P6 a P9 son iguales a cero.

ITYCL	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
3		$\lambda_i = 0.01345$	$\lambda_d = 0.01494$		$p_y = 0.12$	$k_1 = 0$	$k_2 = 0$	$k_3 = 0$	$k_4 = 0$	

- ✓ Definimos las condiciones "Hydraulic" del material calizo.

HYDRAULIC AND THERMAL DATA

RETENTION CURVE

ICL = 6 ITYCL = 1 Van Genuchten model.

P1 = Po (Mpa) = 0.001 Equivalente a Tensión media de 1Kpa.

Este es un valor de presión constante a una cierta temperatura, Po [Mpa].

P2 = σ_0 = (Nm⁻¹) = 0.072 Manual CODE_BRIGTH.

Usualmente 0.072 N/m a 20 grados Centígrados.

P3 = λ = 0.33

Corresponde a la forma Función para la curva de retención.

P4 = Srl = 0

Corresponde a la Saturación residual Srl.

P5 = Sls = 1

Corresponde al máximo Saturación Sls.

INTRINSIC PERMEABILITY

ICL = 7 ITYCL = 1 Kozeny's model.

P1 = (K11) ó (m2) = 1E-10

Permeabilidad intrínseca. Primera dirección principal.

P2 = (K22) ó (m2) = 1E-10

Permeabilidad intrínseca. Segunda dirección principal.

P3 = (K33) ó (m2) = 1E-10

Permeabilidad intrínseca. Tercera dirección principal.

P4 = Φ_0 = 0.334

Porosidad de referencia de la lectura de permeabilidad intrínseca

LIQUID PHASE RELATIVE PERMEABILITY

ICL = 14 ITYCL = 1 Van Genuchten model.

P3 = $\lambda = 3$ Power

P4 = Srl = 0

Saturación Residual Srl.

P5 = Sls = 1

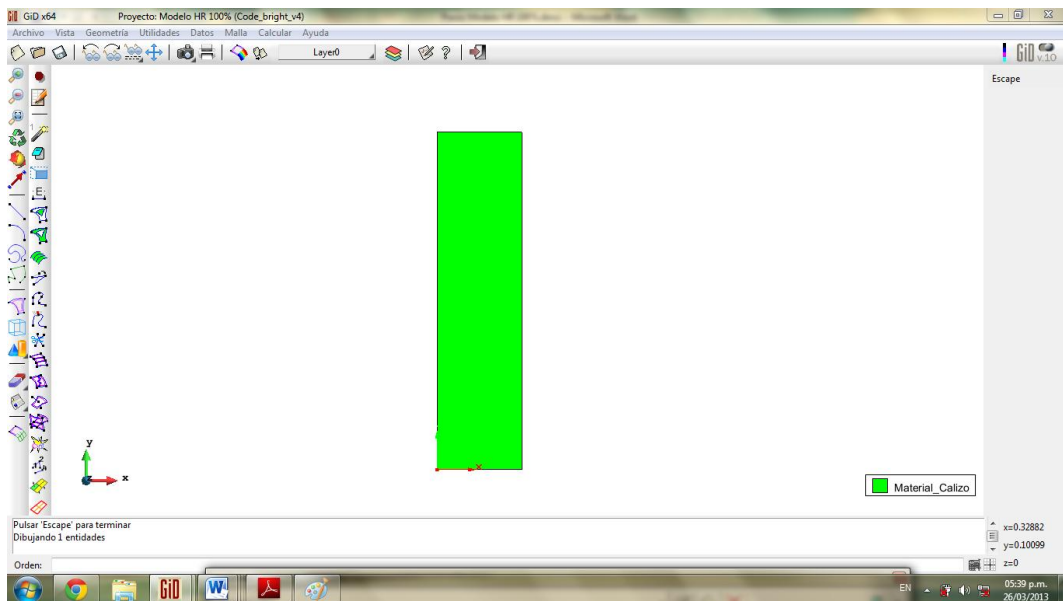
Máximo Saturación Sls.

LIQUID PHASE

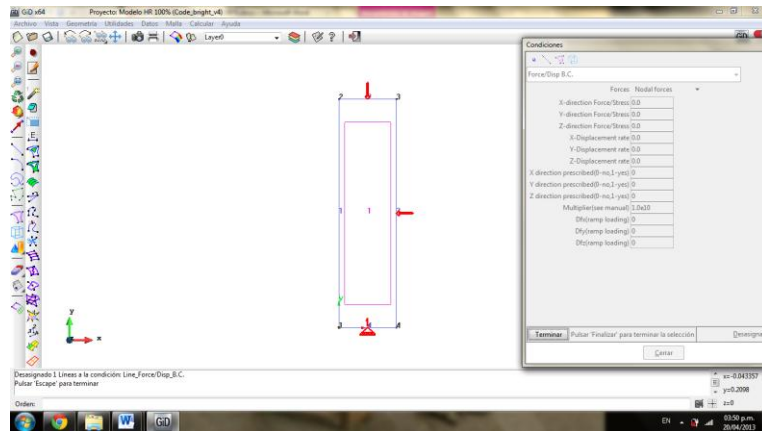
ITYCL = 1

P1 = ρ_{lo} (Kgm-3) = 1000 Densidad del fluido

- ✓ Condiciones del material calizo asignado sobre la superficie.



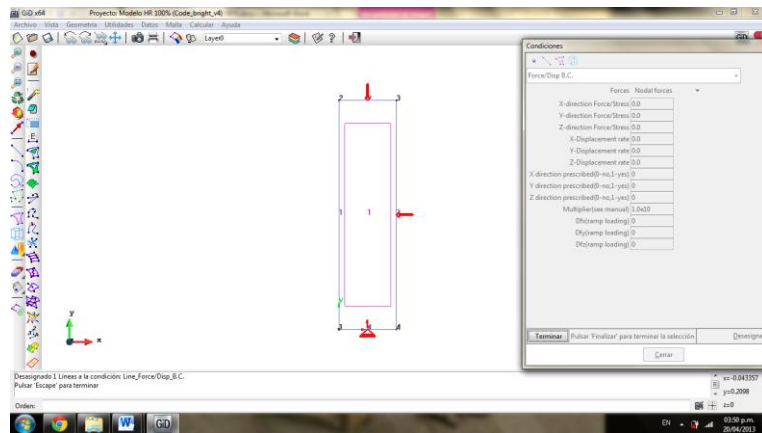
- ✓ **DEFINIMOS LAS CONDICIONES PARA EL (2) SEGUNDO INTERVALO DE TIEMPO.**
- ✓ **Asignamos la restricción del desplazamiento en dirección Y, sobre la línea 4.**
 Force/Disp B.C
 Forces: Nodal forces
 Y-Displacement rate: 0
 Y direction prescribed (0-no, 1-yes): 1
 Asignar sobre las líneas 4.



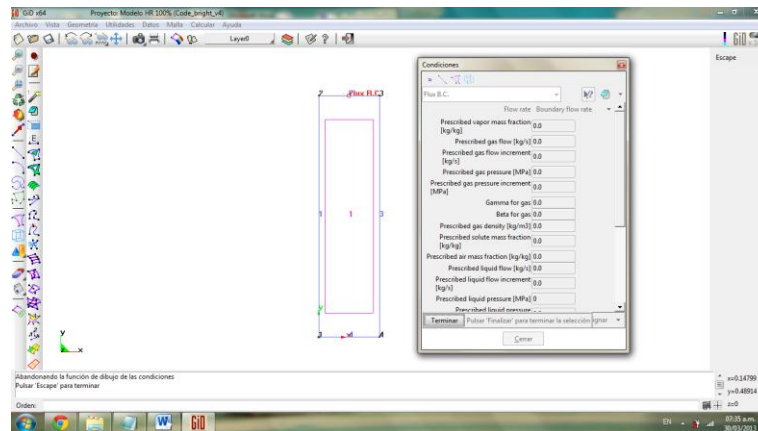
- ✓ **Asignamos el esfuerzo de confinamiento “ $\sigma_3 = 0.3 \text{ Mpa}$ ” en dirección X, sobre la línea 3.**
 Force/Disp B.C
 Forces: Boundary Stress
 X- direction Force/Stress: -0.3
 Asignar sobre la línea 3.
- Asignamos el esfuerzo de confinamiento “ $\sigma_3 = 0.3 \text{ Mpa}$ ” en dirección Y, sobre la línea 2.**
 Force/Disp B.C
 Forces: Boundary Stress
 Y- direction Force/Stress: -0.3
 Asignar sobre la línea 2.

El esfuerzo de confinamiento se aplica de forma isótropa sobre toda la muestra.

Se asignó sobre las líneas 2 y 3.

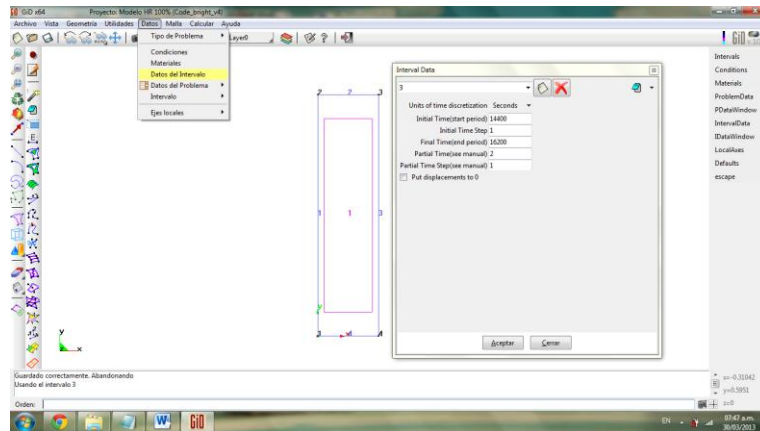


- ✓ Asignamos la condición de succión ($\Psi = 0$ Mpa) para HR100% Flux B.C.
 Flow rate: Boundary flow rate
 Prescribed liquid pressure [Mpa] = 0
 Asignar sobre La Línea 2.



- ✓ Definimos las condiciones Acopladas (HM) del material calizo. ” Ver asignación Inicial”

✓ **DEFINIMOS LAS CONDICIONES PARA EL (3) TERCER INTERVALO DE TIEMPO.**



✓ **Asignamos la restricción del desplazamiento en dirección Y, sobre la línea 4.**

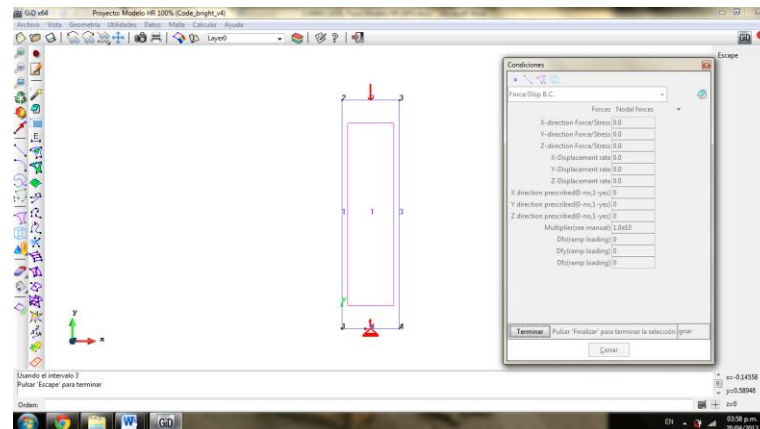
Force/Disp B.C

Forces: Nodal forces

Y-Displacement rate: 0

Y direction prescribed (0-no, 1-yes): 1

Asignar sobre la línea 4.



✓ **Asignamos la tasa de desplazamiento " $\Delta Y=0.00004$ m teniendo en cuenta el tiempo del intervalo en segundos, para una velocidad de desplazamiento de 0.04mm/seg" en dirección Y, sobre la línea 2.**

Force/Disp B.C

Forces: Nodal forces

Y-Displacement rate: 0.00004

Y direction prescribed (0-no, 1-yes):1

Asignar sobre la línea 2.

Asignamos el esfuerzo de confinamiento “ $\sigma_3 = 0.3 \text{ Mpa}$ ” en dirección Y, sobre la línea 2.

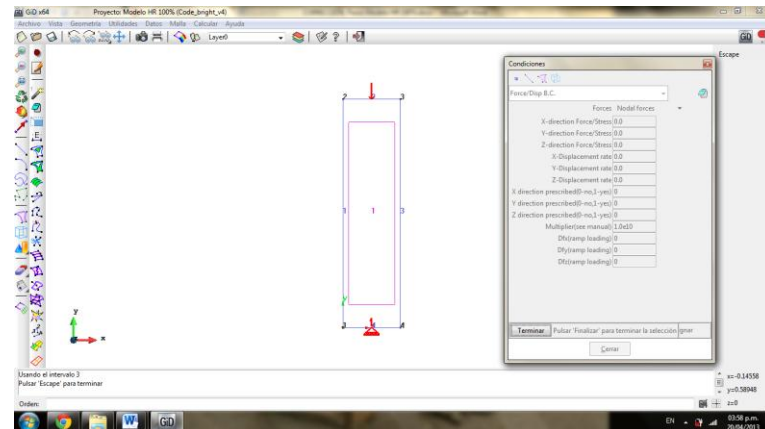
Sobre la línea 2 se aplicó la tasa de desplazamiento más el esfuerzo de confinamiento

Force/Disp B.C

Forces: Boundary Stress

Y- direction Force/Stress: -0.3

Asignar sobre la línea 2.

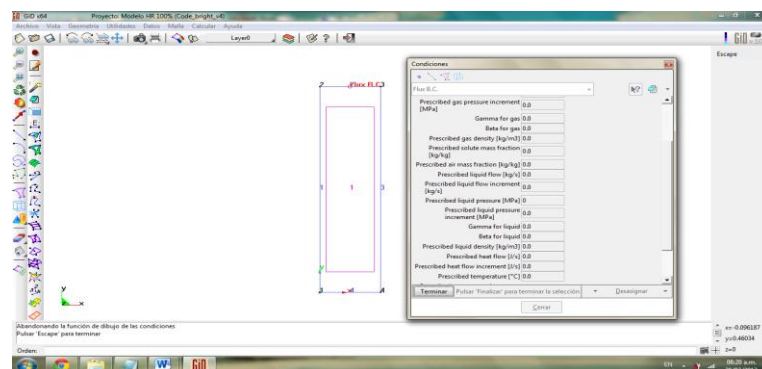


✓ Asignamos la condición de succión ($\Psi = 0 \text{ Mpa}$) para HR100% Flux B.C.

Flow rate: Boundary flow rate

Prescribed liquid pressure [Mpa] = 0

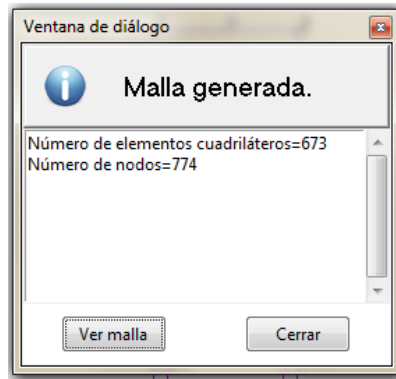
Asignar sobre La Línea 2.



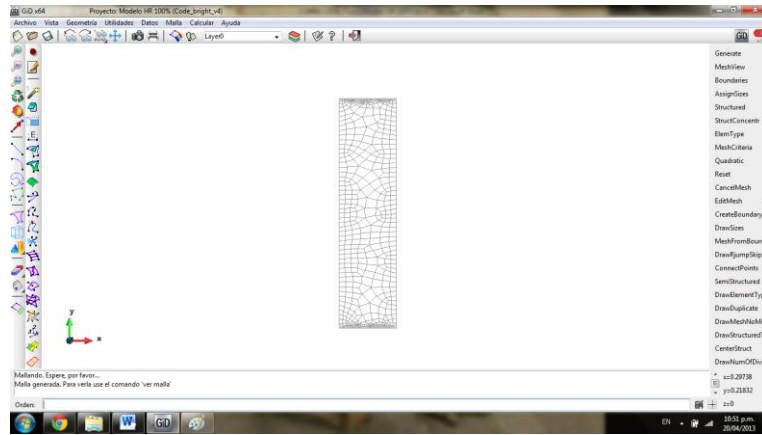
✓ Definimos las condiciones Acopladas (HM) del material calizo. ” Ver asignación Inicial”

✓ Ajustamos las condiciones del mallado

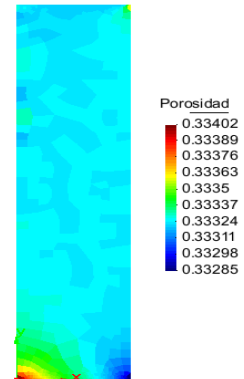
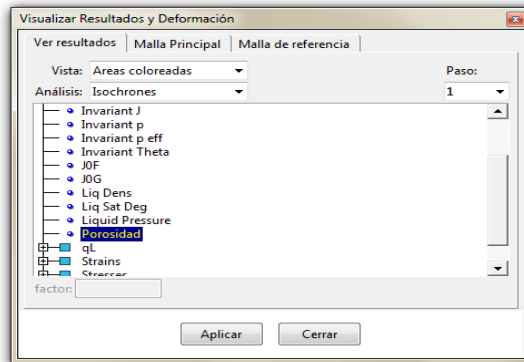
Generamos la malla con elementos Cuadriláteros.



✓ Malla generada.



✓ Calcular.



paso 1
Áreas coloreadas de Porosidad.