



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL
EFECTO DE LAS PROPIEDADES
RESISTENTES DE LAS ENTRUCTURAS
EN MACIZOS ROCOSOS CON
FRACTURAS NO PERSISTENTES**

NICOLÁS PATRICIO ZEGPI HUNTER

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
MICHEL VAN SINT JAN FABRY

Santiago de Chile, Octubre de 2014

© 2014, Nicolás Patricio Zegpi Hunter



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL EFECTO DE LAS PROPIEDADES RESISTENTES DE LAS ENTRUCTURAS EN MACIZOS ROCOSOS CON FRACTURAS NO PERSISTENTES

NICOLÁS PATRICIO ZEGPI HUNTER

Tesis presentada a la comisión integrada por los profesores:

MICHEL VAN SINT JAN

CARLOS OVALLE

MAURICIO PRUDENCIO

JOSÉ MUÑOZ

Para completar las exigencias del grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Septiembre 2014

*A mis padres, mi hermano, mi
polola, mis amigos y todos aquellos
que me han apoyado en este camino.*

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento al profesor Michel Van Sint Jan por su confianza, conocimiento transmitido y paciencia que tuvo durante todo el transcurso de esta investigación.

Un agradecimiento especial a mis padres, a mi hermano, a mi polola, a mis amigos y a todos aquellos que han colaborado directa o indirectamente con esta investigación.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT	xxvi
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS	5
3. ANTECEDENTES Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	6
3.1 Introducción	6
3.2 Criterios teóricos de rotura.....	7
3.1.1 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.....	7
3.1.2 Criterio de rotura de Hoek y Brown	10
3.1.3 Criterio de Griffith	13
3.3 Materiales Modelo.....	15
3.4 Resistencia al corte de estructuras.....	30
3.3.1 Modelo de una discontinuidad lisa	34
3.3.2 Modelo de Patton	34
3.3.3 Modelo de Ladnyi y Anr Chambault (1970)	37
3.3.4 Modelo de Barton	38
3.3.5 Modelo de Celestino y Goodman	40
3.3.6 Modelo de Lechnitz	41
3.5 Mecánica de fractura	41
3.5 Estudio en probetas con estructuras no persistentes.....	57
3.5.1 No Persistencia tipo 1.....	59
3.5.2 No persistencia tipo 2.....	67
3.6 Anisotropía	70

3.7	Resumen	73
4.	MATERIAL MODELO.....	77
4.1	Propiedades objetivo	77
4.2	Procedimiento de caracterización.....	79
4.3	Desarrollo del material modelo	80
4.4	Material definitivo y propiedades	82
4.5	Validación del material utilizado	93
5.	ESTRUCTURAS.....	94
5.1	Ensayo experimental	95
5.3.1	Métodos de ensayo, validez, montaje, etc.....	96
5.2	Construcción de probetas para ensayo de corte en roca.....	96
5.3.2	Ensayos de tensión normal baja.....	98
5.3.3	Ensayos de corte directo con tensión normal alta.....	105
5.3	Estructuras definitivas y propiedades.....	112
6.	PREPARACIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS BIAXIALES	118
6.1	Montaje experimental.....	118
6.2	Limitaciones	121
6.3	Características, fabricación y preparación de las probetas.....	122
6.4	Ensayos uniaxiales y selección de geometrías	123
7.	CARACTERÍSTICAS ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL.....	132
7.1	Efecto del estado de tensiones.....	132
7.1.1	Efecto de tensión principal menor nula sobre la resistencia de las probetas.....	133
7.1.2	Resistencia de una fractura bajo estado de tensiones planas	133
	Por otro lado, si se supone que la presencia de una fractura no afecta la distribución de tensiones, entonces, teóricamente el esfuerzo principal menor no tendrá ninguna influencia en la resistencia de una fractura.	135
7.1.3	Efecto de tensión intermedia sobre una roca frágil.....	135

7.1.4	Efecto del esfuerzo principal intermedio sobre la resistencia de modelos de macizos rocosos anisotrópicos	135
7.2	Condiciones de borde	136
7.3	Comparación caso de laboratorio (tensiones planas) con caso talud (deformaciones planas)	141
8.	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS Y OBSERVACIONES EXPERIMENTALES	144
8.1	Resultados experimentales	146
8.1.1	Geometría 1, estructura abierta, simple	146
8.1.2	Geometría 1, estructura cerrada, simple	149
8.1.3	Geometría 2, estructura abierta, simple	152
8.1.4	Geometría 2, estructura cerrada, simple	155
8.1.5	Geometría 1, conjunto de estructuras abiertas	156
8.1.6	Geometría 1, conjunto de estructuras cerradas	159
8.1.7	Geometría 2, conjunto de estructuras cerradas	161
8.1.8	Geometría 2, conjunto de estructuras cerradas	163
8.2	Resumen observaciones y resultados de ensayos de laboratorio	165
9.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	171
9.1	Envolvente de Jennings	171
9.2	Modo de falla	174
9.3	Comparación entre probetas con estructuras abiertas y probetas con estructuras cerradas	174
9.4	Comparación geometrías estudiadas	179
10.	CONCLUSIONES	185
	BIBLIOGRAFIA	189
	A N E X O S	193
	ANEXO A	194
	ANEXO B	200
	ANEXO C	212

INDICE DE TABLAS

	Pág.
TABLA 3.1 MATERIALES MODELO UTILIZADOS POR PATTON (1966).....	24
TABLA 3.2 MATERIALES MODELO REVISADO POR STIMSON (1968).	25
TABLA 3.3 TIPOS DE COALESCENCIA REPORTADOS POR BOBET Y EINSTEIN.....	48
TABLA 3.4 TIPOS DE COALESCENCIA MENCIONADOS POR BOBET Y EINSTEIN (1998), PARA ESTRUCTURAS SOLAPADAS.....	49
TABLA 3.5 TIPOS DE COALESCENCIA REPORTADOS POR WONG Y EINSTEIN (2008).....	50
TABLA 4.1 ENSAYOS GRANULOMÉTRICOS DE LA ARENA UTILIZADA.	83
TABLA 4.2 RESULTADOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE CON MEDICIÓN DE DEFORMACIONES.....	83
TABLA 4.3 RESULTADOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE SIN MEDICIÓN DE DEFORMACIONES.....	85
TABLA 4.4 CARACTERIZACIÓN DE LA VARIABILIDAD MACIZOS ROCOSOS (CODELCO (1997)).	85
TABLA 4.5 RESUMEN RESULTADOS ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA (BRASILEÑOS).....	86
TABLA 4.6 RESULTADOS ENSAYOS TRIAXIALES.	87
TABLA 4.7 PROPIEDADES RESISTENTES CRITERIO MOHR-COULOMB Y HOEK Y BROWN Y COEFICIENTE DE CORRELACIÓN.....	88
TABLA 4.8 REQUERIMIENTO DEL MATERIAL Y PROPIEDADES OBTENIDAS.	93
TABLA 5.1 MALLAS UTILIZADAS PARA GENERAR ESTRUCTURAS.	95
TABLA 5.2 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 1 CON TENSIÓN NORMAL BAJA.	99
TABLA 5.3 PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURA RELLENA MALLA 1 A CARGA NORMAL BAJA.....	100
TABLA 5.4 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 2 CON TENSIÓN NORMAL BAJA.	100
TABLA 5.5 PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURA RELLENA MALLA 2 A CARGA NORMAL BAJA.....	101

TABLA 5.6 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 3 CON TENSIÓN NORMAL BAJA.	102
TABLA 5.7 PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURA RELLENA MALLA 3 A CARGA NORMAL BAJA.....	103
TABLA 5.8 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 4 CON TENSIÓN NORMAL BAJA.	103
TABLA 5.9 PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURA RELLENA MALLA 4 A CARGA NORMAL BAJA.....	104
TABLA 5.10 PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURAS RELLENAS A CARGA NORMAL BAJA.	104
TABLA 5.11 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 1 CON TENSIÓN NORMAL ALTA.....	106
TABLA 5.12 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 2 CON TENSIÓN NORMAL ALTA.....	107
TABLA 5.13 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 3 CON TENSIÓN NORMAL ALTA.....	109
TABLA 5.14 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 4 CON TENSIÓN NORMAL ALTA.....	110
TABLA 5.15 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE ESTRUCTURA RELLENA MALLA 4 CON TENSIÓN NORMAL ALTA SIN VALORES ATÍPICOS.	111
TABLA 5.16 PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURAS CERRADAS A PARTIR DE ENSAYOS DE CORTE CON TENSIÓN NORMAL ALTA.....	112
TABLA 5.17 RESUMEN DE PROPIEDADES RESISTENTES ESTRUCTURAS CERRADAS.....	112
TABLA 5.18 RESISTENCIA RESIDUAL Y DILATANCIA ESTRUCTURA RELLENA MALLA 1.....	116
TABLA 5.19 PROPIEDADES RESISTENTES RESIDUALES ESTRUCTURA 1.	116
TABLA 5.20 COMPARACIÓN PROPIEDADES RESISTENTES MATERIAL INTACTO Y ESTRUCTURA.	117
TABLA 6.1 RESULTADO ENSAYO COMPRESIÓN IMPLÉ EN PROBETAS DE ENSAYO BIAXIAL. ...	125
TABLA 6.2 CONFINAMIENTOS A UTILIZAR ENSAYOS BIAXIALES.	128

TABLA 8.1 RESULTADOS ENSAYO DE COMPRESIÓN BIAxIAL GEOMETRÍA 1, ABIERTA SIMPLE.	145
TABLA 8.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL, GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE.	148
TABLA 8.3 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL GEOMETRÍA 1, ESTRUCTURA CERRADA, SIMPLE.	150
TABLA 8.4 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL GEOMETRÍA 2, ESTRUCTURA ABIERTA, SIMPLE.	154
TABLA 8.5 RESULTADOS ENSAYO DE COMPRESIÓN BIAxIAL GEOMETRÍA 2, CERRADA SIMPLE.	155
TABLA 8.6 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CON GEOMETRÍA 1, ABIERTAS.....	157
TABLA 8.7 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON CONJUNTOS DE ESTRUCTURAS CERRADAS CON GEOMETRÍA 1.....	159
TABLA 8.8 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL REALIZADOS SOBRE PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS ABIERTAS CON GEOMETRÍA 2.....	161
TABLA 8.9 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON CONJUNTOS DE ESTRUCTURAS CERRADA CON GEOMETRÍA 2.	164
TABLA 8.10 TIPO DE FALLA OBTENIDO SEGÚN GEOMETRÍA Y ESTRUCTURA.	167
TABLA 8.11 PROPIEDADES RESISTENTES SEGÚN TIPO DE ENSAYO.	168
TABLA 8.12 RESUMEN DEFORMACIÓN DE ROTURA POR ENSAYO.....	169

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA 1.1: DIAGRAMA IDEALIZADO PARA MOSTRAR LA TRANSICIÓN SEGÚN LA ESCALA DE ROCA INTACTA A MACIZO FUERTEMENTE FRACTURADO (ADAPTADO DE HOEK Y BROWN (1997)).....	3
FIGURA 3.1 EXPLICACIÓN GRÁFICA DE LA ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB.....	9
FIGURA 3.2 ENVOLVENTE DE ROTURA DE HOEK Y BROWN.....	13
FIGURA 3.3 ENVOLVENTE DE GRIFFITH.....	15
FIGURA 3.4 ESQUEMA RESUMEN DE LOS MATERIALES MODELO ESTUDIADOS POR STIMPSON..	25
FIGURA 3.5 RELACIÓN TENSIÓN DEFORMACIÓN MATERIAL MODELO UTILIZADO POR PRUDENCIO (2009).....	28
FIGURA 3.6: GENERALIDADES ENSAYOS DE CORTE DIRECTO, (A) ESQUEMA ENSAYO DE CORTE DIRECTO, (B) RELACIÓN TENSIÓN NORMAL-DEFORMACIÓN NORMAL, (C) RELACIÓN TENSIÓN DE CORTE DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL Y (D) RELACIÓN ESFUERZO DE CORTE TENSIÓN NORMAL (ADAPTADA DE BRADIS Y BROWN).....	32
FIGURA 3.7 ESQUEMA ENSAYO DE CORTE DIRECTO.....	33
FIGURA 3.8 ESQUEMA PROBETAS UTILIZADAS POR PATTON (1966) EN SU ESTUDIO.	35
FIGURA 3.9 ESQUEMA EXPLICATIVO IRREGULARIDADES DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN, PATTON (1966).	36
FIGURA 3.10 CURVA CORTE-TENSIÓN NORMAL TEÓRICA SEGÚN EL CRITERIO DE PATTON.....	37
FIGURA 3.11 RELACIÓN RUGOSIDAD-RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN MODELOS DE CORTE ESTUDIADOS POR BARTON (1973).....	39
FIGURA 3.12 ESQUEMA PROPAGACIÓN DE GRIETAS EN BORDES DE FRACTURAS PREEXISTENTES SEGÚN BOBET Y EINSTEIN (1998).....	42
FIGURA 3.13 RESULTADOS ESTUDIO FOTO ELÁSTICO REALIZADO POR HOEK Y BIENAWSKI (1965).....	44
FIGURA 3.14 TENSIONES PRINCIPALES AL MOMENTO DE LA APARICIÓN DE LAS GRIETAS Y COMPARACIÓN CON LA ENVOLVENTE DE GRIFFITH SEGÚN EL ESTUDIO REALIZADO POR HOEK Y BIENAWSKI (1965).....	45

FIGURA 3.15 RELACIÓN LARGO DE FRACTURA PROPAGADA CON TENSIONES APLICADAS EN LAS PROBETAS HOEK Y BIENAWSKI (1965).....	46
FIGURA 3.16 ESQUEMA GEOMETRÍA ESTRUCTURAS ENSAYADA POR BOBET Y EINSTEIN (1998).....	47
FIGURA 3.17 TIPOS DE FRACTURA QUE PARTICIPAN EN LA COALESCENCIA DE FRACTURAS PREEXISTENTES IDENTIFICADAS POR WONG Y EINSTEIN (2008).....	53
FIGURA 3.18 TIPO DE FRACTURA GENERADA SEGÚN LA FORMA DE LA INCLUSIÓN. JANEIRO Y EINSTEIN (2010)	54
FIGURA 3.19 PROPAGACIÓN DE FRACTURA TÍPICA SEGÚN EL MATERIAL DE LA INCLUSIÓN, JANEIRO Y EINSTEIN (2010).....	55
FIGURA 3.20 TENSIÓN MÁXIMA SEGÚN LA FORMA DE LA INCLUSIÓN, JANEIRO Y EINSTEIN (2010).....	56
FIGURA 3.21 ESQUEMA PROBETA CON ESTRUCTURAS NO PERSISTENTES TIPO 1.	57
FIGURA 3.22 MODOS DE FALLA EN PROBETA CON NO PERSISTENCIA TIPO 1.	58
FIGURA 3.23 ESQUEMA PROBETA CON NO PERSISTENCIA TIPO 2.	59
FIGURA 3.24 MODO DE FALLA EXPERIMENTADO POR PRUDENCIO (2009).....	67
FIGURA 3.25 EFECTO DE LA INCLINACIÓN DE LAS FRACTURAS EN LA RESISTENCIA, JAEGER (1960).....	70
FIGURA 3.26 EFECTO DE LA INCLINACIÓN DE LOS BLOQUES EN LAS TENSIONES, REIK Y ZACAS (1978).....	72
FIGURA 3.27 EFECTO DE LA INCLINACIÓN DE LOS BLOQUES EN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD, REIK Y ZACAS (1978).	73
FIGURA 4.1 GRÁFICO TENSIÓN DEFORMACIÓN MATERIAL MODELO MEDIANTE MEDICIÓN DE LA PRENSA.	84
FIGURA 4.2 AJUSTE DE ENSAYOS TRIAXIALES ($\sigma_1 - \sigma_3$) A ENVOLVENTES DE ROTURA HOEK Y BROWN Y MOHR-COULOMB	87
FIGURA 4.3. CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN OBTENIDA MEDIANTE STRAIN GAUGES.....	89
FIGURA 4.4 CURVA DEFORMACIÓN VERTICAL DEFORMACIÓN HORIZONTAL	89
FIGURA 4.5 EFECTO DEL TIEMPO EN LA RESISTENCIA.....	90

FIGURA 4.6 EFECTO DEL TIEMPO EN LA MASA DE LAS PROBETAS	91
FIGURA 4.7 EFECTO DEL TIEMPO EN LA HUMEDAD DE LAS PROBETAS	92
FIGURA 5.1 ESQUEMA IDEAL DE ESFUERZO DE CORTE V CARGA NORMAL PARA UN ENSAYO DE CORTE.	95
FIGURA 5.2 ESQUEMA PROBETAS PARA ENSAYO DE CORTE ROCAS.....	97
FIGURA 5.3 ESQUEMA PROBETA DE CORTE DIRECTO DE BAJO CONFINAMIENTO.	98
FIGURA 5.4 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO ESTRUCTURA RELLENA MALLA 1 TENSIÓN NORMAL BAJA.	99
FIGURA 5.5 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO ESTRUCTURA RELLENA MALLA 2 TENSIÓN NORMAL BAJA.	101
FIGURA 5.6 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO ESTRUCTURA RELLENA MALLA 3 TENSIÓN NORMAL BAJA.	102
FIGURA 5.7 RESULTADOS ENSAYO DE CORTE DIRECTO ESTRUCTURA RELLENA MALLA 4 TENSIÓN NORMAL BAJA.	103
FIGURA 5.8 ESQUEMA EQUIPO DE CORTE DIRECTO PARA ROCAS.	106
FIGURA 5.9 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CON TENSIÓN NORMAL ALTA, ESTRUCTURA RELLENA MALLA 1.....	107
FIGURA 5.10 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CON TENSIÓN NORMAL ALTA, ESTRUCTURA RELLENA MALLA 2.....	108
FIGURA 5.11 RESULTADOS ENSAYO DE CORTE DIRECTO CON TENSIÓN NORMAL ALTA, ESTRUCTURA RELLENA MALLA 3.....	109
FIGURA 5.12 RESULTADOS ENSAYO DE CORTE DIRECTO CON TENSIÓN NORMAL ALTA, ESTRUCTURA 4.	110
FIGURA 5.13 RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CON TENSIÓN NORMAL ALTA, ESTRUCTURA RELLENA MALLA 4 SIN VALORES ATÍPICOS.	111
FIGURA 5.14 ENSAYO CORTE DEFORMACIÓN ESTRUCTURA 1.....	114
FIGURA 5.15 ENSAYO CORTE DEFORMACIÓN NORMALIZADO ESTRUCTURA 1.....	115
FIGURA 5.16 ESFUERZO DE CORTE RESIDUAL ESTRUCTURA 1.	116

FIGURA 6.1 (A) ESQUEMA ENSAYO DE COMPRESIÓN BIAxIAL (B) IMAGEN COMPLETA MARCO DE CARGA Y MONTAJE DE PROBETA.....	119
FIGURA 6.2 PROBETA POST-ENSAYO CON POLEAS PARA MEDICIÓN DE DEFORMACIONES	119
FIGURA 6.3 DETALLE MONTAJE DE PROBETA CON PLACA DE CARGA Y 2 POLEAS.	120
FIGURA 6.4 DEPOSICIÓN GENERAL DE ENSAYO, MARCO DE CARGA, TRANSDUCTORE DE DESPLAZAMIENTO Y EQUIPO DE TOMA DE DATOS	121
FIGURA 6.5 EJEMPLO FALLA ENSAYO BIAxIAL SIN CONFINAMIENTO EN PROBETA DE MATERIAL INTACTO.....	126
FIGURA 6.6 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN ENSAYO UNIAXIAL.....	127
FIGURA 6.7 ESQUEMA DE DEFORMACIONES EXPERIMENTADAS POR LA PROBETA Y MEDICIÓN DE LOS LTVD.	128
FIGURA 6.8 RESULTADOS ENSAYO BIAxIAL EN PROBETAS DE MATERIAL INTACTO.	129
FIGURA 6.9 VISTA LATERAL MODO DE FALLA DE PROBETAS DE MATERIAL INTACTO SOMETIDAS A COMPRESIÓN BIAxIAL.	130
FIGURA 6.10 VISTA INFERIOR MODO DE FALLA DE PROBETAS DE MATERIAL INTACTO SOMETIDAS A COMPRESIÓN BIAxIAL.	130
FIGURA 6.11 GEOMETRÍA QUE SERÁN UTILIZADAS DURANTE LA INVESTIGACIÓN.	131
FIGURA 7.1 DEPOSICIÓN ENSAYO DE COMPRESIÓN BIAxIAL.....	137
FIGURA 7.2 ESTADO TENSIONAL EN FUNCIÓN DE LA APLICACIÓN DE LAS CARGAS.....	138
FIGURA 7.3 DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES AL INTERIOR DE PROBETAS EN COMPRESIÓN BIAxIAL PRUDENCIO (2009).....	140
FIGURA 8.1 (A) ESQUEMA DE PROBETA CON CONJUNTO DE ESTRUCTURAS NO PERSISTENTES. (B) ESQUEMA DE PROBETA CON ESTRUCTURA NO PERSISTENTE SIMPLE.	146
FIGURA 8.2 EJEMPLO DE FALLA GEOMETRÍA 1, ESTRUCTURA ABIERTA, SIMPLE.....	147
FIGURA 8.3 RESULTADOS ENSAYOS COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1 CON ESTRUCTURA ABIERTA, SIMPLE.....	148
FIGURA 8.4 EJEMPLO DE FALLA GEOMETRÍA 1, ESTRUCTURA CERRADA, SIMPLE.....	150
FIGURA 8.5 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL PROBETA CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTAS, SIMPLE.....	151

FIGURA 8.6 RESULTADOS DE ENSAYOS COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTAS, SIMPLE.	152
FIGURA 8.7 EJEMPLO DE FALLA GEOMETRÍA 2, ESTRUCTURA ABIERTA, SIMPLE.	153
FIGURA 8.8 EJEMPLO DE FALLA EN PROBETAS CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE CON IMPORTANTE PRESENCIA DE “WING CRACK”.	153
FIGURA 8.9 RESULTADOS DE ENSAYOS COMPRESIÓN BIAxIAL PROBETA CON ESTRUCTURAS GEOMETRÍA 2 ABIERTAS SIMPLE.	154
FIGURA 8.10 RESULTADOS DE ENSAYOS COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, CERRADA, SIMPLE.	155
FIGURA 8.11 EJEMPLO DE FALLA GEOMETRÍA 2, CERRADA, SIMPLE.	156
FIGURA 8.12 EJEMPLO DE FALLA PROBETA CON CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CON GEOMETRÍA 1, ABIERTAS.	158
FIGURA 8.13 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETA CON CONJUNTOS DE ESTRUCTURAS CON GEOMETRÍA 1, ABIERTAS.	158
FIGURA 8.14 EJEMPLO DE FALLA DE PROBETA CON UN CONJUNTO ESTRUCTURAS CERRADAS, CON GEOMETRÍA 1.	160
FIGURA 8.15 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CON GEOMETRÍA 1 Y ESTRUCTURAS CERRADAS.	160
FIGURA 8.16 EJEMPLO DE FALLA EN PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS ABIERTAS CON GEOMETRÍA 2.	162
FIGURA 8.17 RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL EN PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS ABIERTAS CON GEOMETRÍA 2.	162
FIGURA 8.18 FALLA INVÁLIDA VERTICAL INDEPENDIENTE DE LOS PLANOS.	163
FIGURA 8.19 EJEMPLO DE FALLA TÍPICO EN PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CERRADAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2.	164
FIGURA 8.20 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL SOBRE PROBETAS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CERRADAS CON GEOMETRÍA 2.	165
FIGURA 9.1 COMPARACIÓN ENVOLVENTE DE TEÓRICA (JENNINGS) CON RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL CON ESTRUCTURAS SIMPLS GEOMETRÍA 1	173

FIGURA 9.2 COMPARACIÓN ENVOLVENTE DE TEÓRICA (JENNINGS) CON RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN BIAxIAL CON ESTRUCTURAS SIMPLES GEOMETRÍA 2.	173
FIGURA 9.3 COMPARACIÓN ENSAYOS GEOMETRÍA 1.	176
FIGURA 9.4 COMPARACIÓN ENSAYOS GEOMETRÍA 2.	177
FIGURA 9.5 COMPARACIÓN ENSAYOS CON ESTRUCTURAS SIMPLES Y ABIERTAS GEOMETRÍA 1 Y 2.....	179
FIGURA 9.6 COMPARACIÓN ENSAYOS CON ESTRUCTURAS SIMPLES Y CERRADAS GEOMETRÍA 1 Y 2.....	180
FIGURA 9.7 COMPARACIÓN ENSAYOS CON CONJUNTOS DE ESTRUCTURAS ABIERTAS, GEOMETRÍA 1 Y 2.	181
FIGURA 9.8 COMPARACIÓN ENSAYOS CON UN CONJUNTO DE ESTRUCTURAS CERRADAS, GEOMETRÍA 1 Y 2.	182
FIGURA 9.9 COMPARACIÓN ESTRUCTURAS ABIERTAS Y CERRADAS	183
FIGURA A.1 PESAR ARENA.....	194
FIGURA A.2 PESAR YESO.	194
FIGURA A.3 MEZCLAR YESO Y ARENA HASTA CONSEGUIR UNA MEZCLA UNIFORME.	195
FIGURA A.4 SE COLOCAN MOLDAJES SOBRE SUPERFICIE PLANA.	195
FIGURA A.5 SE LLENA PARTE INFERIOR DEL MOLDAJE Y SE COLOCAN LOS SEPARADORES INFERIORES.	196
FIGURA A.6 SE LLENA EL VOLUMEN DE LOS SEPARADORES INFERIORES Y SE COLOCA LA MALLA QUE GENERA LA DISCONTINUIDAD.	196
FIGURA A.7 VISTA LATERAL DEL MOLDAJE CON SEPARADOR INFERIOR Y MALLA.....	197
FIGURA A.8 SE PONE SEPARADOR SUPERIOR OBRE LA MALLA.....	197
FIGURA A.9 VISTA LATERAL DE MOLDAJE Y SEPARADORES.....	198
FIGURA A.10 MOLDAJE COMPLETO LLENO DE MEZCLA.	198
FIGURA A.11 DESMOLDE POR PARTES.	199
FIGURA A.12 DESMOLDE DE LA MITAD SUPERIOR.....	199
FIGURA B.1 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 1, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 4.75 kgf/cm^2	200

FIGURA B.2 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 1, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 10.25 kgf/cm^2	200
FIGURA B.3 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 1, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 12.20 kgf/cm^2	201
FIGURA B.4 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 1, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 14.63 kgf/cm^2	201
FIGURA B.5 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 1, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 16.18 kgf/cm^2	202
FIGURA B.6 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 1, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 25.94 kgf/cm^2	202
FIGURA B.7 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 2, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 6.25 kgf/cm^2	203
FIGURA B.8 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 2, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 9.14 kgf/cm^2	203
FIGURA B.9 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 2, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 7.75 kgf/cm^2	204
FIGURA B.10 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 2, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 11.80 kgf/cm^2	204
FIGURA B.11 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 3, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 4.75 kgf/cm^2	205
FIGURA B.12 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 3, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 6.25 kgf/cm^2	205
FIGURA B.13 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 3, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 7.75 kgf/cm^2	206
FIGURA B.14 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 3, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 9.25 kgf/cm^2	206
FIGURA B.15 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 3, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 12.20 kgf/cm^2	207

FIGURA B.16 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 3, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 9.25 kgf/cm^2	207
FIGURA B.17 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 4.75 kgf/cm^2	208
FIGURA B.18 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 6.77 kgf/cm^2	208
FIGURA 19 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 7.75 kgf/cm^2	209
FIGURA B.20 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 9.25 kgf/cm^2	209
FIGURA B.21 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 10.30 kgf/cm^2	210
FIGURA B.22 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 10.30 kgf/cm^2	210
FIGURA B.23 FIGURA B.0.24 CURVA TENSIÓN-DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA CON MALLA 4, CON TENSIÓN NORMAL CORRESPONDIENTE A 11.80 kgf/cm^2	211
FIGURA C.1 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO SIN CONFINAMIENTO.	212
FIGURA C.2 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO SIN CONFINAMIENTO.	212
FIGURA C.3 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO SIN CONFINAMIENTO.	213
FIGURA C.4 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO SIN CONFINAMIENTO.	213
FIGURA C.5 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	214

FIGURA C.6 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	214
FIGURA C.7 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	215
FIGURA C.8 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	215
FIGURA C.9 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	216
FIGURA C.10 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 25% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	216
FIGURA C.11 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA DE MATERIAL INTACTO CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 25% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	217
FIGURA C.12 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, SIN CONFINAMIENTO.....	217
FIGURA C.13 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. ...	218
FIGURA C.14 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	218
FIGURA C.15 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	219

FIGURA C.16 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	.219
FIGURA C.17 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	.220
FIGURA C.18 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 20% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	.220
FIGURA C.19 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 20% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	.221
FIGURA C.20 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 25% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	.221
FIGURA C.21 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, SIMPLE, SIN CONFINAMIENTO.222
FIGURA C.22 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, SIMPLE, SIN CONFINAMIENTO.222
FIGURA C.23 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	...223
FIGURA C.24 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	.223
FIGURA C.25 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, SIN CONFINAMIENTO.224

FIGURA C.26 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. ...	224
FIGURA C.27 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. ...	225
FIGURA C.28 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	225
FIGURA C.29 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	226
FIGURA C.30 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	226
FIGURA C.31 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 20% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	227
FIGURA C.32 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 25% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	227
FIGURA C.0.33 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, CERRADA, SIMPLE, SIN CONFINAMIENTO.	228
FIGURA C.34 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON ESTRUCTURA	
CORRESPONDIENTE A LA GEOMETRÍA 2, CERRADA, SIMPLE, CON TENSIÓN PRINCIPAL	
INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. ...	228
FIGURA C.35 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS	
CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA	
NULA.....	229

FIGURA C.36 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA NULA.....	229
FIGURA C.37 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	230
FIGURA C.38 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	230
FIGURA C.39 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	231
FIGURA C.40 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 20% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	231
FIGURA C.41 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 25% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	232
FIGURA C.42 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA NULA.	232
FIGURA C.43 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. ...	233
FIGURA C.44 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .	233

FIGURA C.45 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 1, CERRADA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 15% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE. .234	234
FIGURA C.46 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE NULA.234	234
FIGURA C.47 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE NULA.235	235
FIGURA C.48 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 2.5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.235	235
FIGURA C.49 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.236	236
FIGURA C.50 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.236	236
FIGURA C.51 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 7.5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.237	237
FIGURA C.52 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.237	237
FIGURA C.53 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, ABIERTA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 10% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.238	238

FIGURA C.54 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, CERRADA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA NULA.	238
FIGURA C.55 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, CERRADA, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA NULA.	239
FIGURA C.56 CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN PROBETA CON UNA FAMILIA DE ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LA GEOMETRÍA 2, CERRADAS, CON TENSIÓN PRINCIPAL INTERMEDIA CORRESPONDIENTE AL 2.5% DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.	239

RESUMEN

Un problema común en ingeniería y en particular en mecánica de rocas, es evaluar el efecto de la interacción de materiales con diferentes resistencias y rigideces. Esta interacción es de gran importancia en mecánica de rocas, dado que se debe evaluar el efecto de la presencia de roca intacta y de discontinuidades.

En casos en que las discontinuidades se presentan de forma no persistente, un gran número de parámetros influye en la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, por lo que no se ha logrado deducir una relación adecuada para predecir el comportamiento de dicho macizo, y aún más, aún hay parámetros con escasa documentación que agregan gran incertidumbre al problema.

Es por esto, que en este trabajo se pretende evaluar el efecto de las propiedades resistentes de las estructuras en la resistencia, ductilidad y modo de falla de probetas con fracturas no persistentes. Para esto, en primer lugar se desarrolló un material modelo para representar las propiedades de una roca a escala de laboratorio. En segundo lugar se generó estructuras reproducibles con propiedades conocidas. Y finalmente, se realizó una serie de ensayos biaxiales mediante los cuales se estudió el efecto de las propiedades resistentes en la resistencia, ductilidad y modo de falla del conjunto.

Durante esta investigación se logró generar un material que representa el comportamiento de un material rocoso, con un comportamiento frágil y propiedades adimensionales en un rango adecuado para representar materiales rocosos.

También, se logró generar 4 tipos de estructuras reproducibles cerradas, de las cuales se seleccionó sólo una para ensayos biaxiales, además de estructuras completamente abiertas.

Mediante los ensayos biaxiales se comparó, en primer lugar, la resistencia de un modo de falla plano calculado de forma teórica (mediante la aplicación del criterio de Jennings) con los resultados experimentales. Mediante este procedimiento se pudo comprobar que la resistencia predicha por teóricamente se aproxima bien a la resistencia experimental en casos en que las estructuras tienen una orientación similar a la tensión principal mayor, en cambio sub estiman la resistencia entre un 30 y un 40 % en casos en que la orientación de

las estructuras está inclinada en 45° con respecto a la tensión principal mayor. Además, mediante estos ensayos, se determinó que las propiedades resistentes de la estructuras afectan el modo de falla, incluso según lo visto en esta investigación, más que la geometría y la tensión principal secundaria. En esta investigación se observó que los ensayos biaxiales con conjuntos de estructuras discontinuas abiertas fallaron siempre por rotación, mientras que los ensayos biaxiales con conjuntos de estructuras discontinuas cerradas, fallaron siempre por falla plana. Se observó que la falla por rotación está asociada a una resistencia muy baja, grandes deformaciones y resistencia residual muy alta en comparación a su resistencia de falla. En cambio se observó que la falla plana está asociada a resistencias altas pero baja ductilidad y baja resistencia residual.

Palabras Claves: Estudio experimental, no persistentes, modo de falla, coalescencia.

ABSTRACT

A common problem in engineering and in particular in rock mechanic engineering, is to evaluate the effect produced by the interaction between materials with different resistances and stiffness. This interaction is very important in rock mechanics, because it's needed to evaluate the effect of different kinds of intact rocks and discontinuities.

In cases where discontinuities are non-persistent, a major number of variables are involved in the resistance and ductility of the rock mass, so that it has not been possible to establish an adequate relation to predict the rock mass behavior, and even more there are still some parameters with scarce documentation which give a lot of uncertainty to this problem.

That's why this work aims to evaluate the effect of the non-persistent structures' resistant properties in the rock mass resistance, deformability and the failure mode. To accomplish this objective, in first place a model material capable of representing a rock like material in a laboratory scale was developed. In second place, reproducible structures with known properties were developed. And finally, a series of biaxial tests were made, with these biaxial tests the effect of the structures resistant properties in the resistance, deformability and failure mode of the complete set were studied.

During this research, it was possible to generate a model material which represents the behavior of a rock like material. This material presents a behavior and a-dimensional properties in an adequate range for a rock like material.

Four closed reproducible structures were generated, but only one of these structures was selected and used in the biaxial test, in addition to completely open structures.

Using these tests the experimental and theoretical results for the plane failure mode were compared. Doing this, it was found that the theoretical procedure fits very well with the experimental results in cases where the structures are sub parallel, but it under estimates the resistance in about 30% to 40% in cases where the structure's orientation is inclined in 45° with respect to the major principal stress.

Also, with these tests, it was found that the structure's resistance properties affect the failure mode even more than the geometry and the secondary principal stress.

In this research it was found that the biaxial test with sets of non-persistent open structures always fails by the block rotation failure mode, but biaxial tests with non-persistent closed structures always present the planar failure mode. It was observed that the block rotation failure mode is associated with large deformation and residual resistances, but low failure resistance; furthermore, it was observed that the residual resistance is greater than the failure resistance. On the other hand, it was observed that the plane failure mode was associated with high resistance but low residual strengths and deformations.

Keywords: Experimental study, non-persistent structures, failure mode, coalescence.

1. INTRODUCCIÓN

Un problema muy común en el diseño tanto de taludes, túneles o cualquier proyecto de mecánica de rocas, es qué criterio de falla utilizar para los cálculos de la estabilidad y, en muchas ocasiones, cómo respaldar teóricamente o empíricamente los cálculos utilizados en dicho criterio. Además, es muy importante destacar que el criterio de falla empleado puede variar según el mecanismo de falla esperado.

La resistencia y ductilidad de una falla en un macizo rocoso dependen directamente del mecanismo a través del que se produce dicha falla, el cual a su vez depende de un gran número de propiedades del macizo rocoso. Entre ellas destacan: magnitud y orientación de las tensiones principales, propiedades de los sistemas de fracturas o estructuras, resistencia de la roca intacta, condiciones de borde. Siendo las discontinuidades presentes en el macizo rocoso, en la mayoría de los casos, el parámetro de mayor importancia para la resistencia y comportamiento de éste, ya sea a través de estructuras en particular o por interacción entre estas. Las discontinuidades controlan tanto los mecanismos de falla propiamente estructurales, como falla plana, cuña o volcamiento, como los mecanismos de falla global.

Según la sociedad internacional de mecánica de rocas (ISRM), se pueden definir 10 características principales para las estructuras que se deben considerar para el diseño de un proyecto de mecánica de rocas. Estas características son: orientación, espaciamiento, persistencia, rugosidad, resistencia de las paredes de la estructura, apertura, relleno, permeabilidad, cantidad de familias de estructuras y tamaño de los bloques. Dependiendo

de estas propiedades y la interacción entre ellas, se producirán deslizamientos, rotación o rotura de los bloques que componen el macizo rocoso.

Debido a la dificultad del fenómeno y el gran número de factores que influye en el comportamiento del macizo rocoso, se ha intentado entender cada uno de estos por separado. Por ejemplo, dada la facilidad de extraer pequeñas muestras de roca intacta y someterlas a diferentes tipos de ensayo en laboratorio, un gran número de estudios se ha publicado acerca del comportamiento de la roca intacta. También, varios autores han estudiado el comportamiento fracturas simples y continuas (fracturas persistentes), variando la rugosidad, ondulación y relleno. Finalmente, se ha intentado comprender el efecto de la persistencia e interacción entre distintas familias de discontinuidades. Dada la gran escala a la que se desarrollan y cobran interés estos últimos fenómenos, en general, no es posible realizar estudios en laboratorio en forma directa, por lo que ha optado por cambiar la metodología de estudio. Principalmente se han utilizado 3 métodos para intentar comprender el fenómeno, 1) observación de fallas o deformaciones en terreno, 2) modelos numéricos y 3) estudios en laboratorio sobre modelos a escala.

El incremento de escala y complejidad del fenómeno se puede visualizar en la Figura 1.1 donde se muestran las diferentes escalas de los estudios y sus aplicaciones prácticas, así como también, las dificultades que se deben incorporar en cada una de estas escalas.

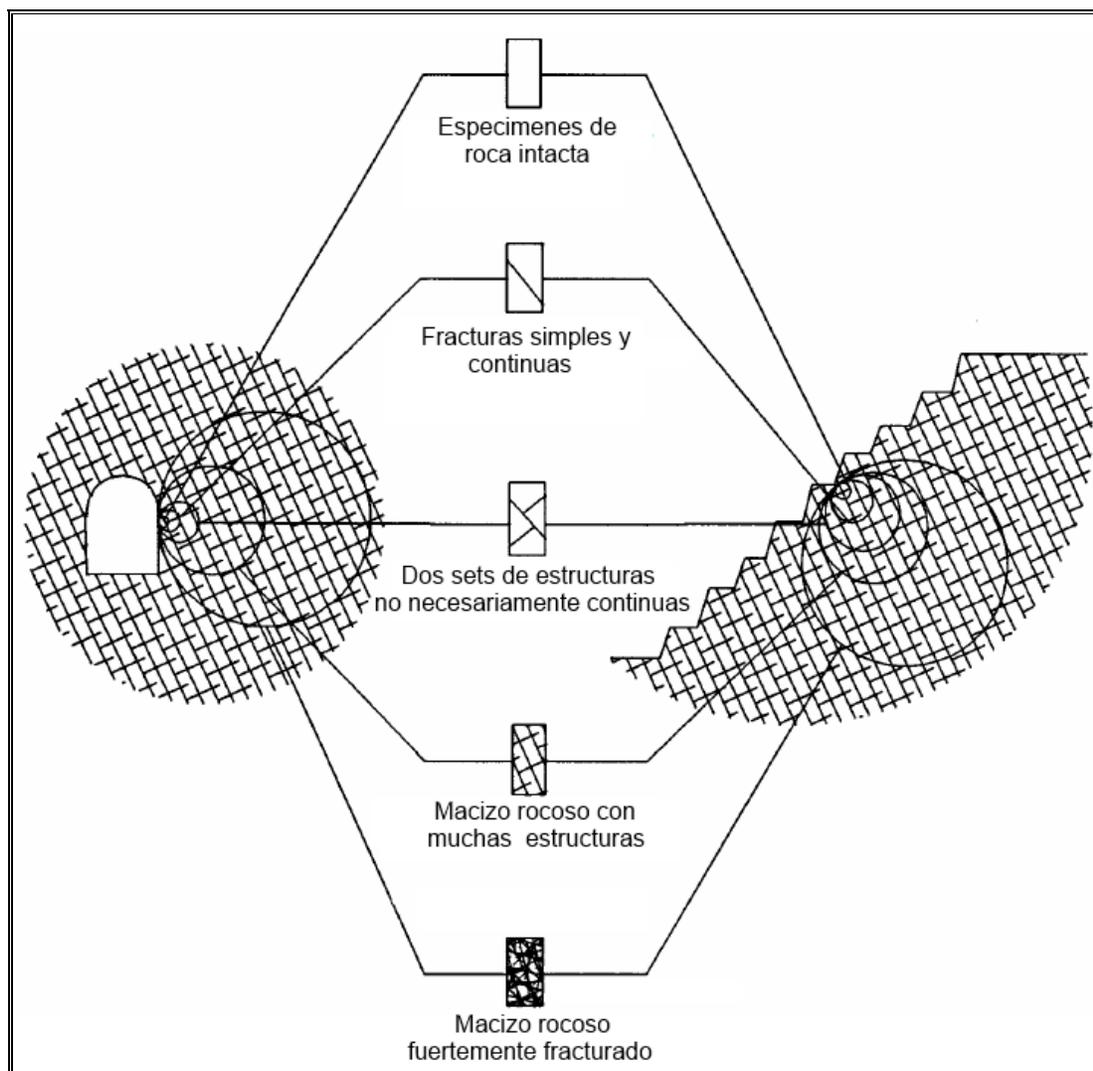


Figura 1.1: Diagrama idealizado para mostrar la transición según la escala de roca intacta a macizo fuertemente fracturado (adaptado de Hoek y Brown (1997))

En particular, la consideración de la persistencia ha presentado grandes problemas en la práctica, ya que ésta afecta en gran medida la resistencia y los mecanismos de falla que puedan presentarse en taludes. Dado que además de aportar resistencia, los puentes de roca entre fragmentos de una misma discontinuidad, genera la posibilidad de interacción entre estructuras paralelas. Para realizar un diseño, en la práctica, en la mayoría de los casos se considera que las estructuras son completamente persistentes, o bien se considera válido el

criterio de Jennings (1970). Ambos procedimientos pueden generar problemas, ya sea ser demasiado o muy poco conservadores. Además, estos dos métodos desconocen por completo la posibilidad del cambio del mecanismo de falla por efecto de la persistencia.

Otro gran inconveniente de utilizar la persistencia es la dificultad que se presenta para medirla en terreno, ya que la variación entre las estructuras de una familia es muy grande.

También, se presenta la dificultad de encontrar más de un segmento de una estructura discontinua y por lo tanto, la incertidumbre de la medición, dado que la geometría visible es mucho menor a la geometría que se pretende estudiar.

2. OBJETIVOS

El objetivo principal de la presente investigación es contribuir a determinar la resistencia, mecanismos de falla y comportamiento que se desarrolla en sistemas de fracturas no persistentes con distintas propiedades resistentes. Así, se busca determinar el efecto de las propiedades resistentes de las estructuras a la resistencia y modo de falla de un sistema compuesto por fracturas no persistentes.

Para concretar este objetivo, se proponen dos objetivos secundarios. En primer lugar, desarrollar un material modelo que sea capaz de representar a escala un material rocoso y realizar todos los ensayos correspondientes para caracterizar sus propiedades mecánicas de forma adecuada. En segundo lugar, generar estructuras con propiedades conocidas, reproducibles y de resistencia menor que la del material intacto desarrollado anteriormente.

Finalmente, el procedimiento para alcanzar el objetivo principal será realizar ensayos biaxiales sobre probetas prismáticas intactas, con sólo una familia de fracturas no persistentes y con varias familias de fracturas no persistentes, en estos últimos dos casos se emplearán distintos tipos de fractura, para así, poder determinar el cambio de comportamiento que se presenta. Finalmente, se analizarán los resultados desde el punto de vista empírico y teórico.

3. ANTECEDENTES Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

3.1 Introducción

La investigación se separó en tres partes: 1) generación y caracterización de un material modelo, 2) generación y caracterización de estructuras reproducibles y 3) estudio de comportamiento de probetas con fracturas no persistentes frente a carga biaxial. Por lo tanto, se realizará una somera revisión bibliográfica acerca de cada uno de estos temas por separado.

Para caracterizar el material modelo de forma apropiada y para comparar los resultados de los ensayos biaxiales con las envolventes de rotura más utilizadas en la práctica, se realizará una breve revisión bibliográfica de los criterios de rotura más utilizados. Estos criterios abarcan tanto el comportamiento de materiales intactos, como el comportamiento del conjunto material más discontinuidades.

También, con el objetivo de generar un material modelo apropiado, se hará una breve revisión acerca del análisis dimensional que debe cumplir un material para asegurar que simule el comportamiento de un material rocoso.

Luego, se realizará una revisión de materiales modelo que han sido desarrollados por otros autores con este mismo propósito.

Dado que la segunda etapa de la tesis corresponde a la elaboración de estructuras reproducibles, se presenta una somera revisión de las distintas opciones para realizar ensayos a las estructuras y los criterios de rotura utilizados para predecir y caracterizar el comportamiento de las discontinuidades en macizos rocosos.

En seguida, se realizará una breve descripción de los estudios realizados por otros investigadores relacionados con la problemática de las estructuras no persistentes, desde las diversas perspectivas mediante las cuales se ha abordado esta problemática. La mayor parte de los estudios experimentales se ha orientado a investigar el efecto de la no persistencia tipo 1, que corresponde a estructuras aisladas que finalizan en puentes de roca, enfocándose la gran mayoría en el fenómeno de la propagación y coalescencia de dichas fracturas. Se ha desarrollado además muchos estudios relacionados con la no persistencia tipo 2, que corresponde a fracturas que no terminan en puentes de roca, si no que han sido desplazadas por otra fractura, generando de esta forma un macizo rocoso formado por bloques trabados entre sí. Mientras que sólo un número menor de autores ha intentado estudiar el efecto de estos fenómenos en un macizo rocoso.

3.2 Criterios teóricos de rotura

Como se mencionó anteriormente, dada la simplicidad de la extracción de pequeñas muestras de roca intacta, muchos estudios se han llevado a cabo acerca del comportamiento de este material; es por esto que muchos autores han desarrollado criterios de rotura aplicables a roca intacta. Algunos de los cuales se han extendido para aplicarlos además en macizos rocosos. En los siguientes párrafos se presenta una breve descripción de los criterios de rotura más utilizados en la práctica.

3.1.1 Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Este criterio fue introducido por primera vez por Charles-Agustín de Coulomb en el año 1773 y su forma generalizada fue desarrollada por Christian Otto Mohr en el

siglo XIX. Este criterio fue pensado inicialmente para representar el comportamiento suelos. Es un criterio de rotura lineal, esto quiere decir que la ecuación que define su superficie de fluencia es representada por una línea recta. A pesar de su simplicidad, e incluso de que este modelo no representa a la perfección el comportamiento de la roca frente a cargas triaxiales, es uno de los dos criterios más empleados en la actualidad para representar el comportamiento de las rocas. Su utilización se debe principalmente a su sencillez, su comodidad y a que todos los parámetros utilizados representan propiedades físicas del material.

El criterio de Mohr-Coulomb se define en función de las tensiones principales aplicadas sobre un plano. Utilizando este criterio la superficie de fluencia queda descrita por:

$$\begin{cases} \pm \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} = \left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} \right] \cdot \sin(\phi') + c' \cdot \cos(\phi') \\ \pm \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{2} = \left[\frac{\sigma'_2 + \sigma'_3}{2} \right] \cdot \sin(\phi') + c' \cdot \cos(\phi') \\ \pm \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right] \cdot \sin(\phi') + c' \cdot \cos(\phi') \end{cases} \quad Eq. 3.1.1 - 1$$

Dónde:

- σ_i es la i ésima tensión principal efectiva,
- c' representa la cohesión del material, que se podría explicar cómo la tensión que puede resistirse sin ninguna fuerza normal aplicada y
- ϕ' es el ángulo de fricción interna del material.

En un estado de tensiones triaxiales tal que $\sigma'_2 = \sigma'_3$, y expresándolo en términos de tensiones normales y de corte, el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se puede expresar como:

$$\tau' = c' + \sigma'_n \cdot \tan(\phi') \quad \text{Eq. 3.1.1 - 2}$$

Dónde:

- τ' es la tensión tangencial efectiva que actúa en el plano,
- σ'_n es la tensión normal efectiva aplicada sobre el plano,

En la figura 3.1 se presenta la superficie de fluencia para el estado de tensiones mencionado anteriormente.

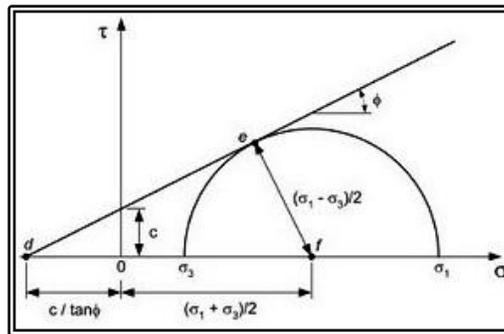


Figura 3.1 Explicación gráfica de la envolvente de Mohr-Coulomb.

La línea recta con pendiente ϕ' representa la superficie de fluencia del material mientras, que la semicircunferencia representa el estado tensional de todos los planos del elemento, siendo los extremos los planos de aplicación de σ'_1 y σ'_3 . Es importante notar que todos los planos que se encuentren bajo la línea de fluencia se encuentran en rango elástico.

Por lo tanto, según esta teoría, en un ensayo de compresión triaxial, el valor límite de la tensión principal mayor viene dada por:

$$\sigma'_1 = 2 \cdot c' \cdot \sqrt{N_\phi} + \sigma'_3 \cdot N_\phi \quad \text{Eq. 3.1.1 - 3}$$

Con,

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.1.1 - 4}$$

Por lo tanto la resistencia a compresión simple será:

$$\sigma'_{ci} = 2 \cdot c' \cdot \sqrt{N_\phi} \quad Eq. 3.1.1 - 5$$

Mientras que la resistencia a tracción sería:

$$\sigma'_t = 2 \cdot \frac{c'}{\sqrt{(N_\phi)}} \quad Eq. 3.1.1 - 6$$

Pero, en la práctica, la resistencia a la tracción resulta mucho menor que la predicha por esta teoría, por lo que el criterio de Mohr-Coulomb no es aplicable a los estados de tracción. Esta dificultad se resuelve definiendo un valor límite a la resistencia en tracción, este límite se obtiene mediante resultados experimentales.

3.1.2 Criterio de rotura de Hoek y Brown

El criterio de rotura de Hoek y Brown es, junto al de Mohr-Coulomb, el criterio más utilizado en mecánica de rocas. Es un criterio empírico para predecir la rotura en materiales rocosos. Su primera versión fue publicada en 1980 por los autores a quienes debe su nombre, para aplicaciones en excavaciones subterráneas en rocas duras. En 1988 se publicó una nueva versión extendiendo su aplicabilidad a excavaciones a cielo abierto y taludes. Finalmente, en 2002 (Hoek et al. 2002) se realizó una nueva actualización, correlacionándolo con parámetros de calidad del macizo rocoso como el índice de resistencia geológica (GSI) y el parámetro de perturbación (D). El criterio de falla de Hoek y Brown original está definido por la ecuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad Eq. 3.1.2 - 1$$

Dónde:

- σ'_1 es la tensión efectiva principal mayor.
- σ'_3 es la tensión efectiva principal menor.
- σ'_{ci} es la resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- m y s son parámetros del material, de la Eq. 3.1.2 – 1 se deduce que $s = 1$ para roca intacta.

La principal bondad de este criterio de ruptura es la buena correlación que presenta con la resistencia de la roca frente a esfuerzos triaxiales. Dado que incorpora la no linealidad del fenómeno, no sobreestima la resistencia a grandes esfuerzos de confinamiento. Las principales desventajas de este criterio son la carencia de sentido físico de los parámetros m y s , y la dificultad que presenta para realizar el escalamiento de propiedades desde roca intacta a macizo rocoso.

Estas últimas desventajas fueron corregidas en la última actualización de este criterio, donde la envolvente de rotura quedó definida por:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Eq. 3.1.2 – 2}$$

Dónde:

- σ'_1 es la tensión efectiva principal mayor.
- σ'_3 es la tensión efectiva principal menor.
- σ'_{ci} es la resistencia a compresión simple de la roca.
- m_b está dado por:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}} \quad \text{Eq. 3.1.2 – 3}$$

- m_i corresponde al parámetro m , al cual ahora se le agrega el subíndice “i” para distinguir que corresponde a un parámetro del material intacto.

- GSI es el índice de resistencia geológica; corresponde a un parámetro empírico, definido por la calidad del macizo rocoso, la cantidad de familias de estructuras y la condición de las superficies de los contactos.
- D es el parámetro para cuantificar la perturbación del macizo rocoso por desconfinamiento y tronadura. Este parámetro tiene un valor mínimo de 0 y máximo de 1, donde 0 indica un macizo muy alterado y 1 un macizo intacto.
- s está dado por:

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}} \quad Eq. 3.1.2 - 4$$

- a es un parámetro del material dado por:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{20}{3}} \right) \quad Eq. 3.1.2 - 5$$

Dado que incluye la perturbación por excavación y la influencia de las familias de estructuras, es relativamente simple disminuir las propiedades de la roca intacta para transformarlas a las propiedades del macizo rocoso y variarlas en profundidad y en el espacio. Esto hace que este método sea muy versátil y útil en la práctica.

En la figura 3.2 se presenta la forma de una envolvente obtenida a partir del criterio de Hoek-Brown, aquí se puede ver que la pendiente disminuye a medida que aumenta el confinamiento. Como referencia, se incluye la línea de condición isotrópica (resistencia al corte nula), es decir $\sigma_1 = \sigma_3$.

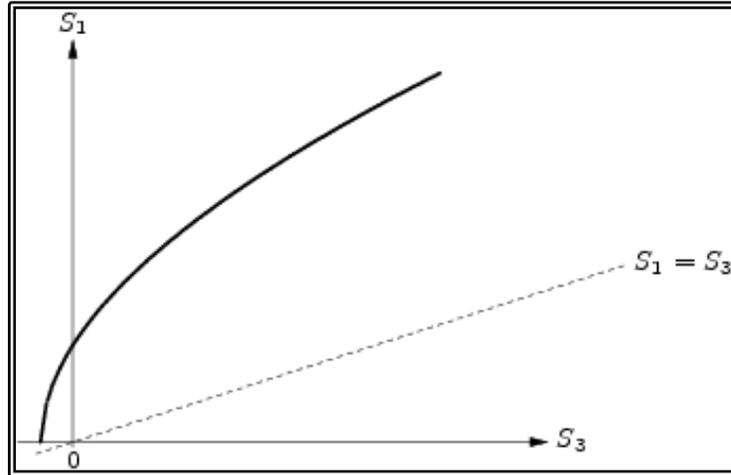


Figura 3.2 Envolvente de rotura de Hoek y Brown.

A partir de este criterio, se puede calcular la resistencia a compresión simple del macizo rocoso, simplemente reemplazando $\sigma_3 = 0$, obteniendo:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad \text{Eq. 3.1.2 - 6}$$

Mientras que la resistencia a tracción del macizo rocoso se obtiene reemplazando $\sigma_1 = 0$, de donde se obtiene:

$$\sigma_t = -s \cdot \frac{\sigma_{ci}}{m_b} \quad \text{Eq. 3.1.2 - 7}$$

Al igual que en el caso del criterio de Mohr-Coulomb, la resistencia a la tracción obtenida a partir del criterio de Hoek y Brown sobrestima la resistencia a tracción real, por lo que es necesario definir una resistencia a tracción máxima basada en ensayos experimentales.

3.1.3 Criterio de Griffith

El criterio de Griffith (1921) se considera como el comienzo de la disciplina conocida como mecánica de la fractura, dado que fue el primer autor en dar un enfoque adecuado al rol de las grietas en las fracturas en materiales frágiles. Griffith define la resistencia de un material en función de la energía elástica con la que se

propagan las grietas existentes en dicho material. Es interesante notar que se le dio un enfoque elástico, ya que según esta hipótesis, la fractura al propagarse por un material frágil no genera deformaciones plásticas. El estudio original desarrollado por Griffith aborda el caso de fracturas abiertas aisladas de forma elíptica.

El criterio de Griffith supone que los materiales frágiles tienen microfracturas elípticas y abiertas en su estructura y, aplicando la teoría de la elasticidad, calcula la cantidad de energía que produce una tensión tangencial en el borde de la elipse tal que produzca la fluencia del material. A partir de este modelo se obtiene:

$$\sigma_t = \frac{1}{8} \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad Eq. 3.1.3 - 1$$

Donde σ_t es la resistencia a tracción del material intacto.

Uno de los aspectos más importantes y novedosos de este criterio es que define la resistencia a compresión de los materiales en función de la resistencia a tracción, suponiendo la existencia de microfibras de geometría elípticas en la estructura del material.

Este modelo presenta una envolvente no lineal, pero no se ajusta bien a la evidencia empírica, subestimando la resistencia a compresión triaxial de la roca.

Esta envolvente no lineal puede expresarse en el plano tensión de corte – tensión normal, según la relación entre esfuerzos presentada por Murrell (1958), que se presenta en la ecuación *Eq. 3.1.3 – 2* como:

$$\tau^2 = 4 \cdot \sigma_t \cdot (\sigma_n + \sigma_t) \quad Eq. 3.1.3 - 2$$

Un esquema gráfico, en un plano $\sigma - \tau$, de esta relación se en la figura 3.3.

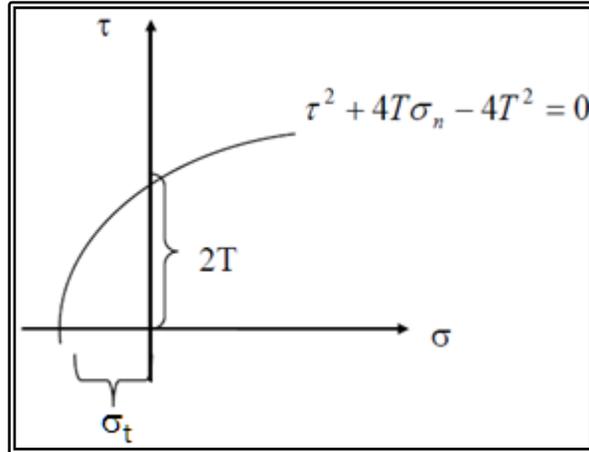


Figura 3.3 Envolvente de Griffith.

Utilizando este criterio se obtiene una resistencia a compresión simple igual a:

$$\sigma_{ci} = 8 \cdot \sigma_t \quad \text{Eq. 3.1.3 - 3}$$

Dado que este criterio no se adapta adecuadamente a la evidencia experimental se han propuesto criterios mixtos u otro tipo de criterios que consideran la fricción en la fractura. Por ejemplo el criterio propuesto por Mac-Clintoch y Walsh (1962) que incorpora el efecto de la fricción en la fractura sobre la resistencia del medio global, esto es:

$$\sigma_1 = \frac{4 \cdot \sigma_t}{(1 - \tan(\phi)) \cdot \sqrt{1 + \tan^2(\phi) - \tan(\phi) \cdot \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_1}\right)}} \quad \text{Eq. 3.1.3 - 4}$$

3.3 Materiales Modelo

Para el desarrollo de esta investigación, se requiere generar un material modelo que pueda representar de forma adecuada las propiedades de un material rocoso a escala de laboratorio. Para poder asegurar que dicha relación entre los materiales se cumple, se debe comparar ambos materiales mediante un análisis dimensional, es decir, si las propiedades adimensionales de los distintos materiales, son similares para ambos

materiales, entonces se puede decir que el material prototipo realmente predice el comportamiento del material objetivo. A continuación, se presenta una breve descripción de la bibliografía empleada acerca del análisis dimensional para la generación de un material modelo.

Según Obert y Duvall (1967), en la mayor parte de los casos no se puede lograr que las propiedades adimensionales seleccionadas del material objetivo sean representadas efectivamente por el material modelo. En dichos casos, se deben seguir las siguientes reglas de acción para representar el material objetivo, 1) elegir las propiedades adimensionales más importantes en el material objetivo para el fenómeno que desea estudiarse, 2) cambiar o adaptar el estudio de forma de cumplir con las propiedades del material objetivo, o 3) estimar el efecto que tendrá el no cumplimiento de dicha propiedad adimensional.

El procedimiento detallado para el análisis dimensional se puede encontrar en las publicaciones de Bridgman (1931) y Lanhaar (1951). El procedimiento general se puede resumir en:

- a. Definir las variables pertinentes al estudio,
- b. Agrupar las variables en productos sin dimensiones,
- c. Examinar los productos adimensionales y determinar la factibilidad de modelar estos productos en el modelo.

A continuación, se resume brevemente la explicación del procedimiento del análisis dimensional descrito por Obert y Duvall (1967), en primer lugar, determinar las variables pertinentes en el problema y que se consideran necesarias de incluir en el análisis. Se debe notar que, si las variables incluidas son muy pocas el resultado será

erróneo. Por otro lado, si las variables incluidas son muchas el resultado será correcto, pero demasiado complejo de analizar e interpretar. En segundo lugar, se debe enumerar las variables seleccionadas con sus correspondientes unidades, para así formar la matriz con los factores adimensionales. En tercer lugar, utilizando la matriz dimensional, se deben formar los términos adimensionales, llamados términos π , como combinación de términos con dimensiones, por ejemplo: $\pi_1 = (v^2 * \rho) / E$, donde v es velocidad, ρ es densidad y E módulo de elasticidad. Finalmente, se debe seleccionar la relación funcional que deben cumplir estos términos adimensionales para asegurarse que se esté reproduciendo el fenómeno estudiado de forma adecuada. En los siguientes párrafos se revisa brevemente la bibliografía acerca de análisis dimensionales relacionada con la fabricación de materiales modelo desarrollado anteriormente por otros autores.

Heuer y Hendron (1969) resumen las propiedades adimensionales que debe cumplir un material para simular materiales rocosos de forma adecuada en:

- Presentar curva de tensiones principales $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_c$ vs ε , similares a las de una roca.
- Relación E / σ_c entre 250 y 500.
- Relación σ_t / σ_c entre 0.05 y 0.1.
- Ángulo de fricción interno del material intacto ϕ_i entre 25° y 60°.
- Módulo de Poisson, ν entre 0.1 y 0.3.
- Ángulo de fricción residual ϕ_j entre 25° y 60°.

Donde σ_c es la resistencia a la compresión simple, ε es la deformación unitaria, E es el modulo de elasticidad tangente al 50% de σ_c , σ_t es la resistencia a la tracción, ϕ_i es el ángulo de fricción interna del material intacto, y ϕ_j es el ángulo de fricción de las fracturas producidas en dicho material.

Nelson y Hirschfeld (1968), definen las siguientes propiedades del análisis dimensional:

- Relación σ_c/σ_t similar a la obtenida por Brace y Bieniawsky en ensayos en roca quienes obtuvieron $\sigma_c/\sigma_t = 11 - 17$.
- El material debe comportarse de forma frágil y debe tener una curva $\sigma - \varepsilon$ lineal hasta la falla.
- La resistencia a la compresión debe ser tan baja como sea posible para que el aparato de carga no sea tan elaborado.
- El módulo de Poisson del material prototipo debe ser el mismo del material objetivo, un valor común aceptado para rocas es 0.24.

Se debe notar que la tercera de estas propiedades es un valor aplicable a rocas duras, pero existen rocas blandas que presentan un comportamiento más dúctil.

En la bibliografía se pueden encontrar materiales empleados por diversos autores que se han utilizado para reproducir el comportamiento de rocas a escala de laboratorio.

Por ejemplo, Nelson y Hirschfeld (1968) realizaron un estudio para la generación de un material homogéneo y reproducible, para la modelación de macizos rocosos con fracturas. Inicialmente, evaluaron de forma teórica la utilidad de algunos materiales modelos utilizados con anterioridad, descartándose por ejemplo:

- Corcho: a pesar de haber sido usado en varios estudios previos, se descarta por ser un material anisotrópico y tener un módulo de Poisson muy bajo.
- Plástico: si bien tiene propiedades excelentes desde el punto de vista de la aplicabilidad, ya que es fácilmente moldeable y adaptable a las formas que se requiera, se descarta debido a que tiene una relación tensión deformación no lineal y a que su comportamiento no es frágil, además tiene, en general, un módulo de Poisson muy alto, como para representar a un material rocoso, y es muy costoso.
- Vidrio: a pesar de que destaca por su comportamiento frágil, es muy difícil de moldear, costoso y su resistencia es muy sensible a la velocidad en que se le aplica la carga y a las grietas preexistentes en la muestra.
- Cerámica: se descarta debido a que es muy difícil de moldear, su resistencia es muy alta y depende mucho del proceso de fabricación.
- Metales, no son factibles dado que tienen una resistencia muy alta y su comportamiento tensión deformación tiende a ser muy dúctil.
- Madera: dado que sus propiedades son altamente anisotrópicas y varían mucho dependiendo del espécimen testeado y del ambiente.

Una vez descartados estos materiales, se opta por probar mezclas de cemento y de yeso. Las mezclas de cemento se descartan dado que su curva tensión deformación no es frágil, además de ser poco prácticas debido al largo tiempo de fraguado, desmolde y curado. Por lo que Nelson y Hirschfeld (1968) concluyeron que el yeso es el material que mejor satisface los criterios de modelación, ya que es 1) fácil de

trabajar, 2) alcanza su resistencia rápidamente (fragua muy rápido), 3) tiene propiedades ingenieriles que se pueden modificar, ya sea variando su contenido de agua o añadiendo aditivos, y 4) tiene propiedades tensión deformación similares a las de la roca.

En vista de estas observaciones, Nelson y Hirschfeld (1968) realizaron ensayos de laboratorio en mezclas de tres tipos de yeso: 1) Ultracal 60, 2) Hydrocall B-11 y 3) Red Top No. 1. Utilizaron 3 agregados distintos, Celita (tipo de tierra diatomácea), Caolinita y Arena de Ottawa en distintas proporciones, ensayando un total de 22 combinaciones a compresión simple y a tracción directa en probetas tipo “dogbone” (probetas cilíndricas con ensanchamientos en ambos costados, lo que las hace parecer a un hueso). De esta forma, se determinó que el tipo de yeso que entregaba mejores resultados es el Hydrocall B-11 y la mezcla óptima resultó ser Agua:Yeso=0.45, Agua:Celita=32, cumpliendo con todos los criterios del análisis dimensional. Además, presentaba características muy convenientes desde el punto de vista de la fabricación (fraguado rápido y muy poca transpiración, lo que conlleva menos imperfecciones en las caras). Así mismo, destacan que al utilizar sólo un tipo de yeso, y no una mezcla de estos, disminuye la variabilidad del material obtenido. Finalmente, realizaron un estudio detallado utilizando de esta mezcla obteniendo una resistencia a compresión simple de 3560 *psi*, un módulo de elasticidad $E = 1.56 \cdot 10^6$ *psi*, un módulo de Poisson $\nu = 0.24$ y un coeficiente de variación $cv = 0.11$, para la resistencia a compresión simple. Todos estos valores son razonables para materiales rocosos. Por lo tanto, la mezcla de Hidrocal B-11 (variedad especial de

yeso), agua y tierras diatomáceas en proporciones (144:32:1), resultó ser satisfactoria para el estudio.

Heuer y Hendron (1969) realizaron un estudio para desarrollar técnicas de modelación geomecánica que puedan ser utilizadas en investigaciones futuras, por lo que describen con alto nivel de detalle los pasos que realizaron para la generación de la metodología. En función de la bibliografía revisada, decidieron utilizar yeso como material de base para la generación de mezclas. Utilizando en particular un tipo de yeso conocido como “Plaster of Paris”, o hemihidrito, que corresponde a un compuesto similar al yeso, pero con una concentración de anhidrita mayor y menor contenido de agua. Este compuesto se puede fabricar calentando el yeso a más de 150°C. Es un compuesto altamente reactivo, por lo tanto, su velocidad de fraguado es muy rápida, por lo que las mezclas fabricadas a partir de este compuesto, endurecen en menos de 12 minutos, lo que los obliga a utilizar retardantes de fraguado, en este estudio utilizaron fosfato de sodio dibásico, Na_2HPO_4 , con lo que lograron un tiempo de fraguado de hasta 60 minutos.

Dado que en la bibliografía se cuenta con amplia información acerca del comportamiento tensión deformación de las mezclas, Heuer y Hendron (1969) optaron por la que había dado mejores resultados, en este caso agua, hemihidrato, caolinita en proporciones 2:1:2.

Dado que esta mezcla sufrió una retracción considerable durante el curado, realizaron una breve descripción del proceso de curado del yeso. En esta descripción proponen que el principal parámetro en cuanto al curado del yeso se refiere, es la razón de agua, esta es:

$$WR = \frac{1 + w}{1 + w_i}$$

Donde w_i es el peso de agua inicial y w es el peso de agua en el tiempo en que se está calculando la razón de agua.

Heuer y Hendron (1969) determinaron además, que el curado óptimo se alcanza cuando $WR = 63.9\%$ ya que, si la razón de agua es mayor que este valor, entonces contiene exceso de agua disponible en los poros del material. Por otro lado, si el valor es más bajo, entonces parte del yeso se deshidrató y transformó en hemihidrato. Además, realizaron el curado de probetas de yeso en hornos a distintas temperaturas, concluyendo entre otras cosas que al secar las probetas en hornos a 115°F (46°C), las probetas alcanzaron una razón de agua de 64.5% en 2 días, sin presentar pérdidas de agua posteriores. El comportamiento fue prácticamente independiente del tiempo del secado pero no de la humedad. El efecto provocado por el agua se debe a 2 factores importantes: presión de poros y efecto químico de debilitar los enlaces de los cristales de yeso. La menor deformación unitaria que produce la fractura de las probetas de yeso se encuentra alrededor del 0.5% y se produce cuando no hay agua disponible libre en la probeta. Además, corresponde con la resistencia máxima.

Una vez superada la etapa del curado y las pruebas de compresión simple, Heuer y Hendron (1969), procedieron a ensayar las mezclas de agua, yeso y caolinita mediante ensayos triaxiales lo que resultó en ángulos de fricción entre 5 y 17° , resultado totalmente insatisfactorio para modelación de rocas. Luego, probaron con materiales formados por yeso, tierras diatomáceas y agua, en distintas razones. Si bien obtuvieron resultados satisfactorios en compresión simple, los resultados en ensayos triaxiales fueron muy malos, llegando incluso a obtener valores de ángulos

de fricción interna negativos para altos niveles de confinamiento ($1/2 \cdot \sigma_{ci}$), presumiblemente, debido al colapso de la estructura muy blanda y porosa. También, probaron con varias mezclas con yeso, agua y arena, presentando la mezcla de yeso, arena, caolinita y agua particularmente un buen comportamiento en compresión simple, pero frente a cargas triaxiales un comportamiento cercano a $\phi = 0^\circ$.

Dado que Heuer y Hendron (1969) encontraron evidencia en la bibliografía acerca de que las matrices de yeso presentan ángulo de fricción nulo, comparando el comportamiento de estas rocas con otras evaporitas como rocas de sal y potasio, emplearon una nueva mezcla en base a arena con hemihidrato como material ligante, dicha mezcla está compuesta por agua/hemidrato/arena en proporciones 1.85/1/8.15, obteniendo un ángulo de fricción interna de 22° . Además de encontrar un ángulo de fricción interna muy bajo observaron problemas similares a los presentados en mezclas de yeso y diatomáceas. A pesar de que se probó con gran cantidad de mezclas de este tipo tampoco obtuvieron resultados satisfactorios. Los autores suponen que el bajo ángulo de fricción alcanzado es debido al bajo grado de compactación de la arena. Por lo que, deciden entonces, trabajar con mezclas de arena altamente compactada y hemidrato en baja cantidad, sólo como cementante para dar algo de cohesión al material. Utilizaron entonces un procedimiento de compactar la mezcla con 10 golpes por capa, con capas de media pulgada, logrando de esta manera un alto grado de compactación de la probeta. Utilizando este procedimiento con varias probetas con distintas proporciones, obtuvieron buenos resultados para ensayos de compresión simple y triaxiales, siendo el mejor resultado

el que obtuvieron para materiales con la capacidad de representar a escala un macizo rocoso.

Patton (1966) utilizó mezclas de agua, “Plaster of Paris” con arena y con caolinita, en proporciones 3:1:1.48 y 3:2:1.7 para la arena y 1:1:1.27 y 1:2:1.92 para la caolinita.

Obteniendo los resultados que se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Materiales modelo utilizados por Patton (1966).

Relleno	Arena	Arena	Caolinita	Caolinita
Peso Relleno: Peso Hemidrato	3:1	3:2	1:1	1:2
Libras de agua: 100 libras de hemidrato	148	85	127	96
Peso unitario lbs/pie cubico	88.9	94.3	64.5	66.9
$\phi_r^{(1)}$	34-36	35-39	27-28	29-30
Resistencia a la compresión no confinada (psi)	248	1240	601	988
Resistencia a la compresión no confinada (kg/cm ²)	17.5	87.3	42.3	69.6
Resistencia a tracción de test de carga puntual (psi)	53	120	70	90
Módulo de elasticidad promedio $E_t \times 10^6$ (psi) ⁽²⁾	0.65	1.15	0.22	0.45

(1) obtenidos de corte directo a gran deformación

(2) modulo tangente al 50% de σ_{ci}

Stimpson (1968) hace una revisión de materiales modelos empleados por otros autores. En su revisión separa los posibles materiales modelos en dos grandes grupos, granulares y no granulares. Los materiales granulares se pueden clasificar en función del material cementante utilizado, los materiales cementantes encontrados en estudios anteriores son, yeso, cemento, subproductos del petróleo o petróleo, cera, resinas, plásticos y arcillas. Se encontró además evidencia de materiales granulares sin material cementante. Los materiales no granulares fueron agrupados según naturaleza plástica o no plástica. Dentro de los materiales no plásticos, se separan entre metálicos y no metálicos, estos últimos a su vez se separan según su

comportamiento en frágiles o no frágiles. Esta clasificación se puede resumir según la figura 3.4

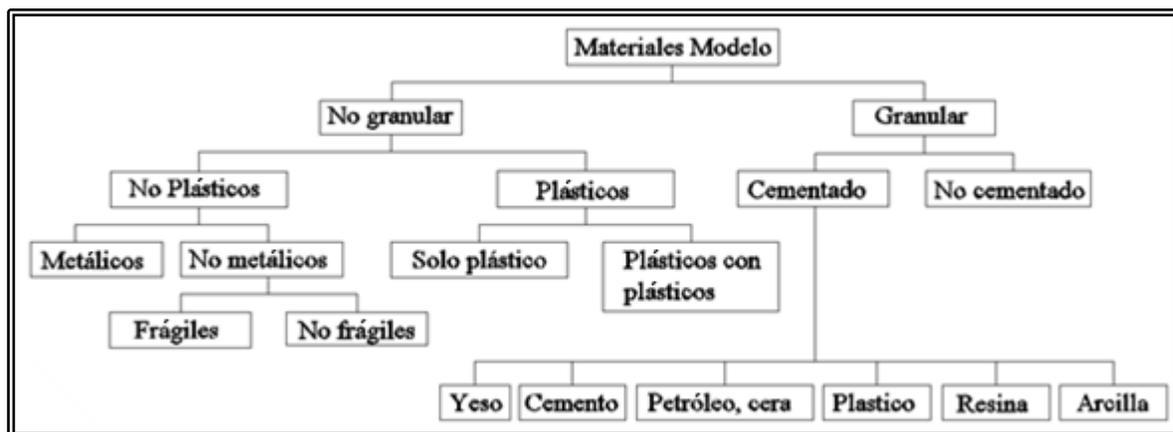


Figura 3.4 Esquema resumen de los materiales modelo estudiados por Stimpson.

Dado que se requiere un material, que además de tener un comportamiento similar al de las rocas, sea un material barato y de fácil alcance, los materiales revisados por Stimpson (1968) más relevantes para esta investigación, son los materiales granulares cementados con yeso y cemento. Los materiales de este tipo revisados por Stimpson (1968) se presentan en la tabla a 3.2.

Tabla 3.2 Materiales modelo revisado por Stimson (1968).

Granular cementado con yeso								
Granular Media	$\sigma_c \left(\frac{\text{lb}_f}{\text{in}^2} \right)$	$E \left(\frac{\text{lb}_f}{\text{in}^2} \right)$	$\sigma_t \left(\frac{\text{lb}_f}{\text{in}^2} \right)$	$\rho \left(\frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} \right)$	ν	$\epsilon_{ult} (\%)$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_t}$	Autor
Arena (con plomo rojo)	4-30	$(0.2 - 1.58) \times 10^4$	-	114-130	-	0.35-0.45	-	(Barton 1968)
Arena	660-1230	$(10.7 - 17.5) \times 10^4$	445-820	86	-	Alrededor de 0.8	1.4-1.8	Curado a temperatura ambiente (Hobbs, 1966)
Arena	560-1240	$(7.6 - 19.2) \times 10^4$	400-790	86	-	Alrededor de 0.8	4	Curado a 25-30°C (Hobbs, 1966)
Arena	100-400	$(0.2 - 10) \times 10^4$	4-100	86	-	Alrededor de 0.8	2.5-4	Curado a 90°C (Hobbs, 1966)
Arena y micas	14-560	-	7-140	50-112	-	-	2.5-4	(Kutnetsov et al, 1959)

Arena y tiza	200-560	-	70-280	87-112	-	-	2-3	(Kutnetsov et al, 1959)
Arena y arcilla	7-750	-	14-280	74-112	-	-	2-2.7	(Kutnetsov et al, 1959)
Arena cuarcifera	248-1240	$(0.6 - 1.15) \times 10^6$	53-120	-	-	-	4.7-10.3	(Patton, 1969)
Arerna (y cemento, cal, polvo de magnetita)	-	-	58-160	112-118	-	-	-	(Stephenson, 1965)
Arena	2800-6600	-	200-350	-	-	0.42	11-19	(Ranganathan, 1965)
Polvo de tierra	560	0.88×10^6	-	-	0.15	-	-	(Roberts, 1966)
Arena	2000-6000	-	240-670	-	0.195-0.2	0.25	8-9	(Sabnis and White, 1967)
Arena	610-1480	$(0.76 - 1.61) \times 10^6$	85-175	100-115	0.20-0.22	0.06-0.11	6.9-8.5	$\phi=22^\circ$ (Saucier, 1967)
Arena	870-1460	$(1.02 - 2.13) \times 10^6$	90-155	100-115	0.14-0.24	0.08-0.14	8.3-9.7	$\phi=31^\circ$ (Saucier, 1967)
Caliza, arena y celita	950	0.96×10^6	135	90-105	0.14	0.12	7	$\phi=26^\circ$ (Saucier, 1967)
Traprock, arena y celita	860	0.82×10^6	120	90-105	0.15	0.12	7.2	$\phi=35^\circ$ (Saucier, 1967)
Arena	-	-	-	-	-	-	-	Reporta solo valores de resistencia a traccion en funcion de la velocidad de carga (Vinogradov, 1962)
Granular cementado con cemento								
Corcho	2480	0.9×10^6	215	-	0.2	0.14	12	Granos ce corcho grado 50 fino (Beshir, 1967)
Corcho	1150	0.6×10^6	180	-	0.2	0.14	6	Granos ce corcho grado 20 grueso (Beshir, 1967)

Arena	100-400	$(0.4 - 2.2) \times 10^4$	8-25	-	-	Alrededor de 0.7	12-16	cemento portland (Clegg, 1965)
Pomacita (y polvo de caliza, bentonita y celita)	250-1850	$(2 - 14) \times 10^4$	-	-	0.18-0.20	0.15-0.35	-	(Fumagalli, 1965)
Pomacita	5000	-	-	-	-	-	-	(Hartman, 1959)
Arena (y ceniza)	500	0.2×10^4	-	-	-	-	-	Material llamado "Termolite" Imperial Colege
Arena	3200	4×10^6	540	-	0.13	-	6	Imperial Colege
Asbesto	8200	2.8×10^6	2500	-	0.18-0.22	-	3	Imperial Colege
Arena	2800-9000	-	400-820	138-149	-	-	7-11	Curado 24 horas a 65F en agua y guardados en agua, cemento portland de endurecimiento o muy rapido, Arena cuarcifera natural (Jhonson, 1962)
Arena	1800	-	-	-	0.15	-	-	(Roberts, 1966)
Asbesto	-	4.75×10^6	9000	-	0.15	-	-	Symosium of model testing, 1964

Además, Stimpson hace referencia a la gran diferencia que se presenta en las propiedades de los materiales, no sólo en función de los materiales componentes y sus proporciones, sino que también del procedimiento de producción, tiempos de mezcla, proceso de curado, humedad al momento del ensayo, etc.

Prudencio (2009) realizó un estudio del comportamiento de estructuras no persistentes en laboratorio, utilizando un material modelo compuesto por arena

proveniente de un tranque de relaves, cemento corriente y agua destilada en proporciones 4000:1000:1235. Con este material, obtuvo una curva tensión-deformación unitaria, a compresión simple, no lineal con deformación unitaria de rotura del orden del 0.45%, pero con un comportamiento muy poco frágil, la relación tensión deformación del material empleado se presenta en el gráfico de la figura 3.5.

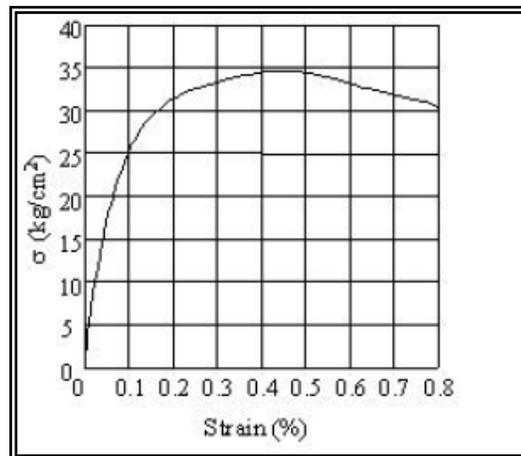


Figura 3.5 Relación tensión deformación material modelo utilizado por Prudencio (2009).

Prudencio (2009) realizó además una caracterización completa del material, de donde obtuvo:

- $\sigma_c(14 \text{ días}) = 34.9 \text{ kgf/cm}^2$
- ε asociada a $\sigma_c = 0.45\%$
- $\phi_i = 37^\circ$
- $\sigma_t = 4.5 \text{ kg/cm}^2$
- E del orden de 24000 kgf/cm^2
- $\nu = 0.16$

Todos estos ensayos fueron realizados en probetas curadas durante 14 días, lo que puede, en parte, explicar el comportamiento dúctil del material.

Janeiro y Einstein (2010) realizaron estudios de propagación de estructuras en probetas hechas a base de yeso, el estudio consistía básicamente en colocar inclusiones más y menos rígidas dentro de una probeta rectangular. Luego someterla a ensayos de compresión para analizar la propagación de las estructuras y el efecto de la rigidez de las inclusiones en dicho fenómeno. Por lo tanto, utilizaron 3 materiales modelo, uno que representa el comportamiento de un material rocoso y 2 que representan discontinuidades dentro de la roca. El material base fue hecho de Hydrocal B-11®, celita y agua, en proporciones 175:2:70 respectivamente. La mezcla para las inclusiones más rígidas fue fabricada a partir de Ultracal® y agua en proporciones 56:19, mientras que la mezcla para las inclusiones menos rígidas fue hecha de yeso y agua en proporciones 120:81.

Bobet y Einstein (1998) en su estudio a escala, utilizan el mismo material utilizado por Reyes y Einstein (1991), Takeushi (1991) y Shen et al (1995), el material cementante escogido por estos autores fue el yeso. Lo seleccionaron por 3 motivos principales, en primer lugar porque además de ser una roca de baja resistencia, es un material modelo ideal para con el cual un amplio rango de rocas frágiles puede ser representado (Citado de Nelson y Hirschfeld, 1968), en segundo lugar porque existe mucha experiencia previa en la utilización de este material, la cual puede ser utilizada para contrastar con los resultados actuales, y finalmente, porque al ser un material de fraguado y curado rápido, permite generar un importante número de muestras en un corto periodo de tiempo. El material empleado corresponde a Hydrocal B-11® de la U.S. Gypsum Company, tierra diatomácea y agua, en proporciones:

$$\frac{\text{Agua}}{\text{yeso}} = 0.4$$

$$\frac{\text{Agua}}{\text{Tierra Diatomacea}} = 35.0$$

Las propiedades obtenidas para este material por estos autores fueron, resistencia a compresión simple promedio $\sigma_c = 34.5MPa$, resistencia a tracción indirecta, obtenida a partir de ensayos brasileños $\sigma_t = 3.2MPa$, razón $\sigma_c/\sigma_t = 10.8$, módulo de Young promedio $5960 MPa$ y módulo Poisson promedio $\nu = 0.15$.

Wong y Einstein (2008) utilizaron materiales empleados anteriormente por Wong y Einstein (2006), Wong y Einstein (2007), Wong (2008) hecha de Hidrocal B-11, celita y agua, en proporciones 700:8:280, las propiedades obtenidas para este material fueron $E = 5960 MPa$, $\sigma_c = 33.85MPa$, $\sigma_t = 3.2MPa$ y $\nu = 0.15$, las cuales resultaron muy similares a las reportadas para este mismo material en los estudios previos.

Wen et al. (2013), en su estudio de coalescencia de estructuras utilizaron mezclas de cemento arena y agua en proporciones 26:25:10, logrando una mezcla altamente frágil, pero con muy poca documentación de las otras propiedades del material.

3.4 Resistencia al corte de estructuras

Dado que para el cálculo de estabilidad de excavaciones, tanto superficiales como subterráneas, la resistencia al deslizamiento, la rigidez tangencial y la rigidez normal de las estructuras son parámetros de vital importancia, se han desarrollado métodos para estimar estos parámetros. La resistencia al deslizamiento entre dos bloques de roca se le conoce generalmente por el nombre de resistencia al corte de las estructuras.

En general, la resistencia al corte de una fractura proviene de 4 fuentes, cohesión que se puede generar por algún cementante que se encuentre entre las paredes de la fractura, fricción entre los materiales de las caras, rugosidades como pequeños dientes de roca que generaran un aumento de la resistencia y grandes ondulaciones en la fractura. Tanto las rugosidades como la ondulación generan que, al desplazarse tangencialmente una cara de la fractura sobre la otra, se produzca un desplazamiento normal, el cual se conoce como dilatación.

La rigidez normal de una estructura es la relación entre la deformación normal de una fractura y la magnitud de la fuerza aplicada en la misma dirección, se compone por la rigidez del macizo rocoso circundante y la rigidez normal de la fractura. Es un parámetro de gran importancia para analizar la estabilidad de excavaciones subterráneas, ya que se produce un fenómeno conocido como dilatación confinada.

La rigidez tangencial es la pendiente promedio desde el 50% de la resistencia hasta el máximo. Es un parámetro muy importante, dado que diferencia entre la rigidez tangencial de una estructura y la del macizo rocoso, al haber una fuerza aplicada, produce concentraciones de tensiones en los puentes de roca, lo que puede generar que la falla de estos se produzca a tensiones menores a las estimadas considerando la resistencia del puente de roca y de la discontinuidad.

En la figura 3.6 se presenta un esquema del ensayo de corte directo, la relación tensión normal – deformación normal, la relación corte – desplazamiento horizontal y la relación esfuerzo de corte y tensión normal.

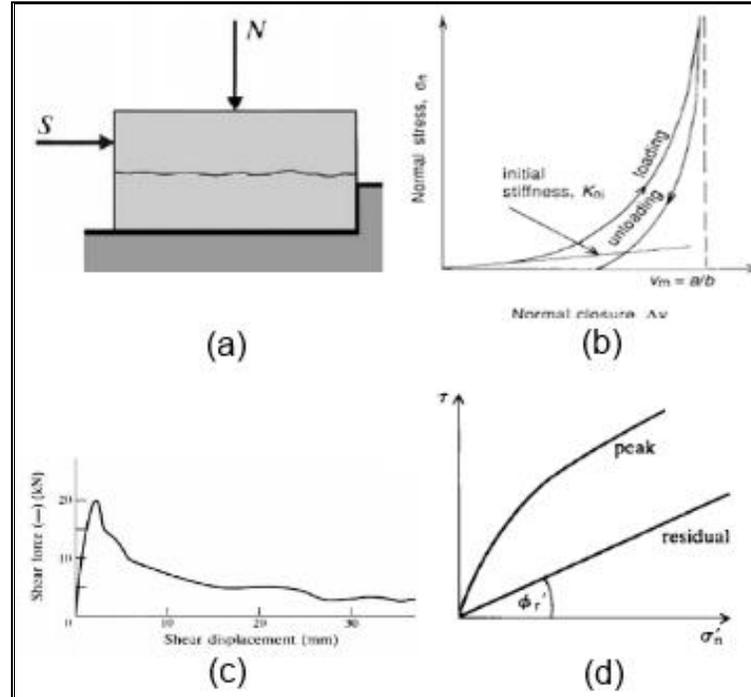


Figura 3.6: Generalidades ensayos de corte directo, (a) Esquema ensayo de corte directo, (b) Relación tensión normal-deformación normal, (c) Relación tensión de corte desplazamiento horizontal y (d) relación esfuerzo de corte tensión normal (Adaptada de Bradis y Brown)

En los siguientes párrafos, se hará una breve revisión de los modelos de resistencia al corte más conocidos.

En primer lugar, se hará una somera explicación acerca del ensayo de corte directo, el que se utiliza para caracterizar las propiedades resistentes de un plano de discontinuidad. Un esquema simplificado de ensayo de corte directo se presenta en la figura 3.7.

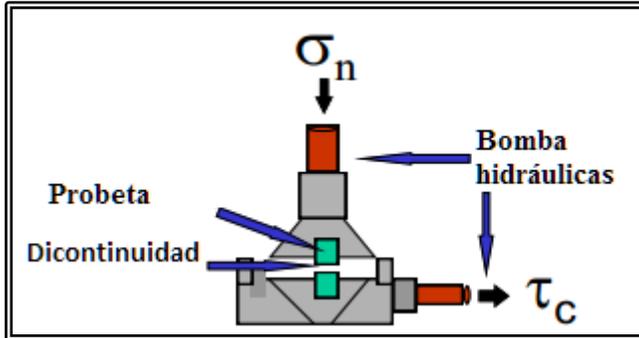


Figura 3.7 Esquema ensayo de corte directo

Este ensayo consiste en presionar las dos caras de una discontinuidad, una contra la otra, con presión normal constante y luego aplicar una fuerza tangencial la cual se incrementa hasta lograr el desplazamiento relativo de ambas caras. La resistencia al corte es la resistencia que es capaz de resistir el bloque al desplazamiento, se puede medir la resistencia máxima, que es la resistencia justo antes de producirse el primer desplazamiento, y la resistencia residual que se refiere a la resistencia que genera la discontinuidad a un incremento de desplazamiento.

Dado que las rocas presentan dilatación, el ensayo de corte directo también debe medir, además de fuerza y deformación tangencial, la deformación vertical. El equipo utilizado debe ser capaz de asegurar que la fuerza normal aplicada durante todo el ensayo sea constante.

La condición de fuerza normal constante se conoce como condición de dilatación libre y se encuentra presente en taludes, donde los bloques deslizantes tienen la capacidad de desplazarse horizontal y verticalmente. En cambio, en túneles esta condición rara vez se cumple, ya que para que se generen bloques debe haber al menos 3 caras en contacto, por lo que al desplazarse normalmente en una, se presiona contra otra. Esta condición se conoce como dilatación restringida.

A continuación se presentan las teorías desarrolladas para representar el comportamiento de estructuras frente al corte más comunes.

3.3.1 Modelo de una discontinuidad lisa

Es el modelo de resistencia al corte más simple, se obtiene al aplicar el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb a una superficie lisa, sin asperezas ni cohesión. Además supone fuerza normal constante, por lo tanto la resistencia al corte de la estructura quedaría definida por:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi_b) \quad \text{Eq. 3.3.1 - 1}$$

Donde τ es la resistencia al corte, σ_n es la tensión normal y ϕ_b es el ángulo de fricción básico, el cual se obtiene a partir de ensayos de corte directo sobre superficies lisas.

3.3.2 Modelo de Patton

Patton (1966) realizó ensayos de corte directo con tensión normal constante y con modelos de fracturas de distintas geometrías en probetas de yeso, empleando geometrías regulares en forma de dientes (triangular y rectangular). Un esquema de las probetas ensayadas por Patton (1966) se presentan en la figura 3.8, los dientes de geometría triangular representan las rugosidades (irregularidades de primer orden), mientras que los dientes de geometría rectangular representan ondulaciones (irregularidades de segundo orden), de superficies de fractura reales, un esquema explicativo se puede ver en la figura 3.9. En base a los resultados de los ensayos de corte directo realizados, Patton (1966) postula que la resistencia al corte depende no

sólo del ángulo de fricción entre las caras de la discontinuidad, sino que además del ángulo medio que existe entre ellas.

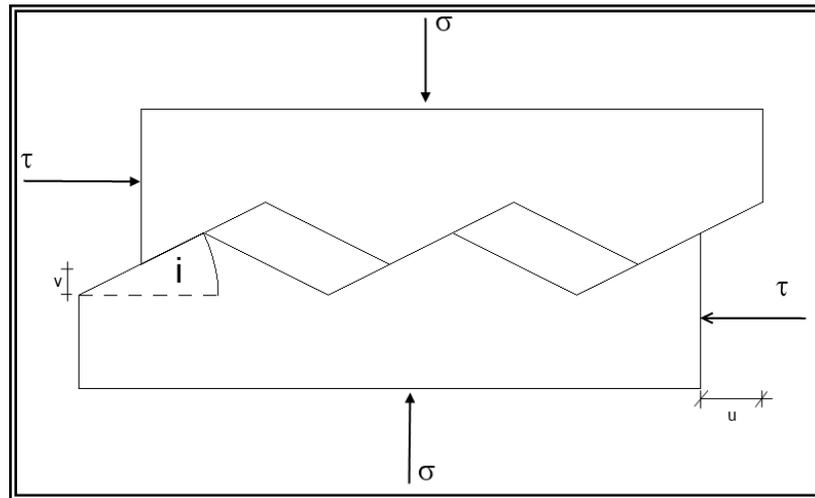


Figura 3.8 Esquema probetas utilizadas por Patton (1966) en su estudio.

En la figura 3.9 se presenta un esquema explicativo de las irregularidades de primer y segundo orden. En la parte superior se presentan rugosidades menores, que corresponden a discontinuidades de primer orden. En la parte inferior se presentan las ondulaciones o irregularidades de segundo orden. La idea de realizar la distinción entre irregularidades de primer y segundo orden es con el fin práctico de poder realizar una distinción entre irregularidades que se romperían al producirse un desplazamiento relativo entre los bloques, y las que no.

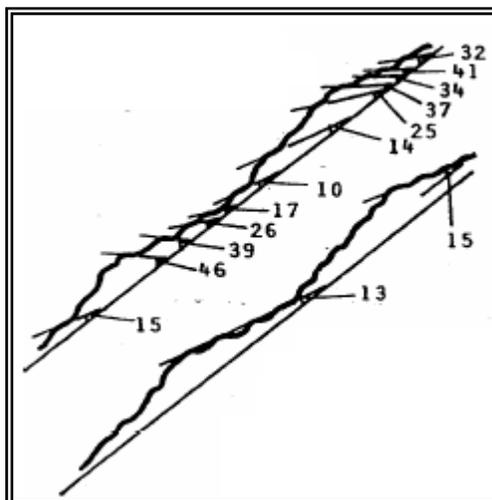


Figura 3.9 Esquema explicativo irregularidades de primer y segundo orden, Patton (1966).

Patton (1966) desarrolló su modelo a partir del supuesto de condición estática, derivando de esta manera las ecuaciones 3.3.2 – 1 y 3.3.2 – 2:

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi_r + i) \quad \text{con} \quad \sigma \leq \sigma_a \quad \text{Eq.3.3.2 – 1}$$

$$\tau = c_a + \sigma \cdot \tan(\phi_r) \quad \text{con} \quad \sigma \geq \sigma_a \quad \text{Eq.3.3.2 – 2}$$

Dónde:

- ϕ_r : Ángulo de fricción residual.
- i : Ángulo de dilatación promedio
- c_a : Cohesión aparente
- σ_a : Tensión normal, para la cual se produce la rotura de los dientes

El comportamiento de tensión de corte versus tensión normal de una probeta con dientes triangulares sometida a ensayo de corte directo según la teoría de Patton (1966) se presenta en la figura 3.10.

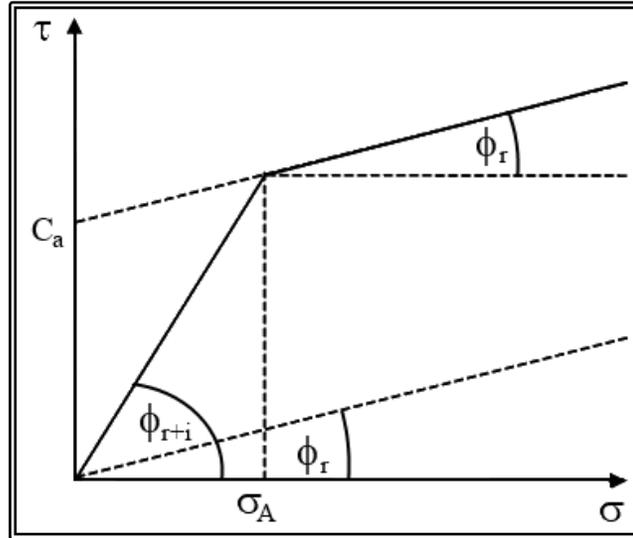


Figura 3.10 Curva corte-tensión normal teórica según el criterio de Patton

El ángulo de fricción residual se obtiene para fracturas de cualquier geometría mediante un ensayo de corte directo a gran desplazamiento.

3.3.3 Modelo de Ladnyi y Anr Chambault (1970)

Este es un modelo de corte directo mucho más general pero a la vez más complejo que el modelo de Patton (1966). También está basado en consideraciones estáticas. Este modelo considera rugosidad, ruptura de asperezas y efecto de la tensión normal sobre la dilatación. Según este modelo, la relación entre tensión de corte y tensión normal será según la ecuación 3.3.3-3.

$$\tau = \frac{\sigma \cdot (1 - a_s) \cdot (v' + \tan(\phi_r)) + a_s \cdot (\sigma \cdot \tan(\phi_0 + S_0))}{1 - (1 - a_s) \cdot v' \cdot \tan(\phi_r)} \quad \text{Eq. 3.3.3 - 3}$$

Dónde:

- a_s : proporción de superficie que es cortada a través de irregularidades.
- v' : pendiente de la curva de dilatación dada por dv/du .
- ϕ_r : ángulo de fricción residual.
- ϕ_0 : ángulo de fricción interna del material.

- s_0 : Resistencia al corte de los dientes de la probeta con material intacto.

Este método logra un ajuste muy bueno, pero los parámetros que se requieren son muy difíciles de evaluar, por lo que no resulta muy útil en la práctica.

3.3.4 Modelo de Barton

Barton (1973) propuso un modelo empírico de resistencia al corte para estructuras, con tensión normal constante. Este método obtuvo gran éxito, ya que es un modelo que es muy completo y cuyas variables son muy simples de estimar in situ. Este método considera el grado de rugosidad de la fractura y el grado de alteración de la roca. Para el desarrollo de su modelo Barton realizó ensayos de corte directo sobre probetas de roca intacta, fracturadas mediante un ensayo brasileño. Con los resultados de estos ensayos Barton derivó la expresión que se presenta en la ecuación 3.3.4-1.

$$\tau = \sigma \cdot \tan \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma} \right) + \phi_r \right) \quad Eq. 3.3.4 - 1$$

Dónde:

- JRC: Coeficiente de rugosidad de la fractura.
- JCS: Resistencia a la compresión simple del material adyacente a la fractura.

Como se mencionó anteriormente, la resistencia al corte según el modelo depende de 4 variables, el ángulo de fricción residual, la tensión normal, la condición de las estructuras y la condición de la roca. En los gráficos que se presentan en la figura 3.11, se observa como varía la resistencia al en función de los parámetros JRC y JCS.

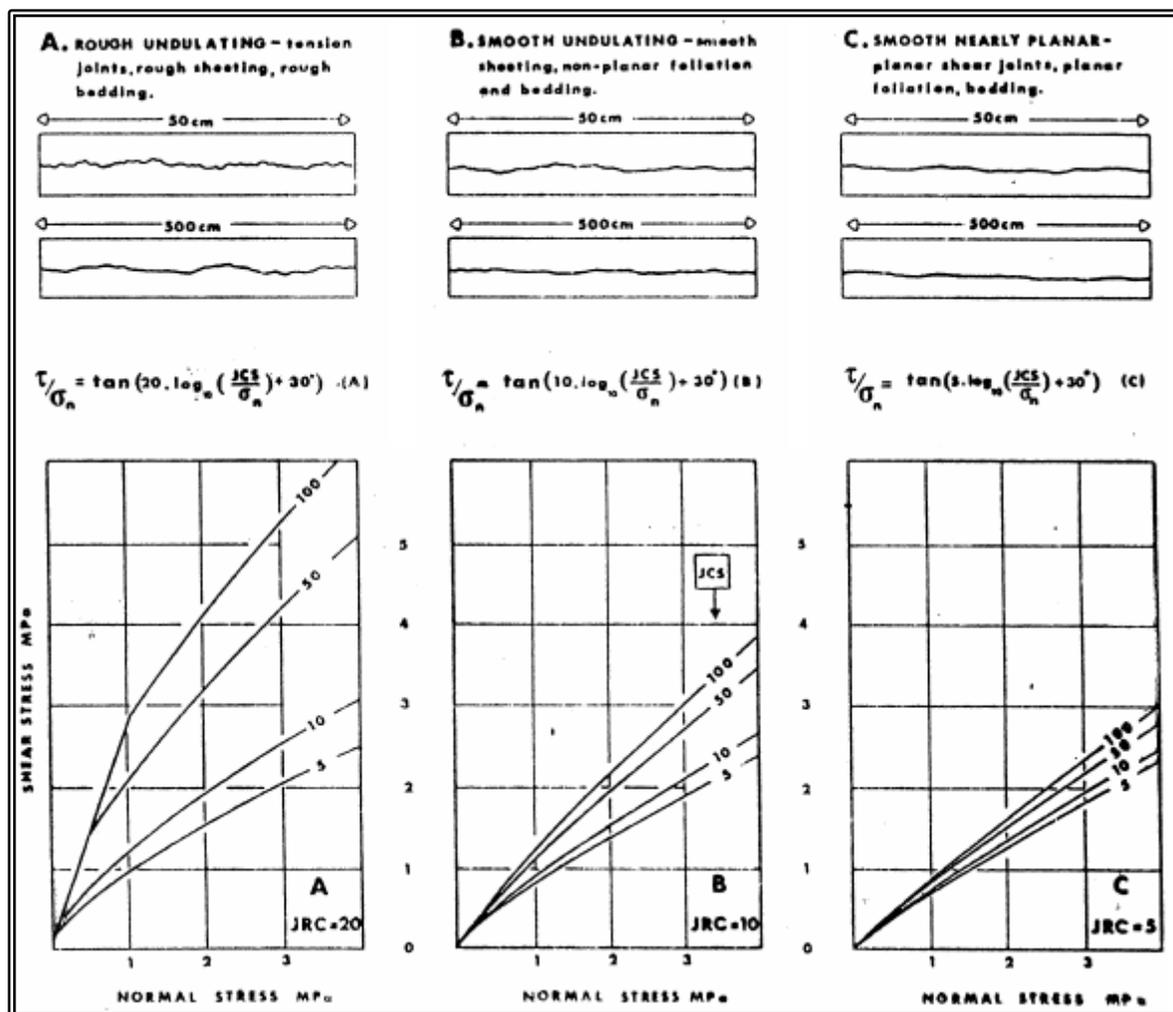


Figura 3.11 Relación rugosidad-resistencia al corte según modelos de corte estudiados por Barton (1973)

Se puede ver que, al reemplazar el término $JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma}\right)$ por la dilatación (i), en la ecuación 3.3.4 – 1, se obtiene la relación propuesta por Patton, pero con la ventaja de presentar un cambio suave de falla por deslizamiento a falla por rotura de ondulaciones e irregularidades, lo que representa mejor el fenómeno real.

El valor de JCS corresponde al valor de la resistencia a compresión simple de la roca adyacente a la fractura. Este es un parámetro relativamente sencillo de estimar en función del tipo y grado de alteración, o bien, a través de ensayos in situ, como por ejemplo, ensayo del martillo Schmidt. El valor de JRC es fácil de estimar en terreno

a través de una comparación del perfil de las superficies de las paredes con los gráficos clásicos entregados por Barton y Choubey (1977). También, se pueden estimar a través de ensayos de corte directo a tensión normal constante, según la ecuación 3.3.4-1, o a través del ensayo de inclinación y arranque propuesto por Barton y Bandis (1980) según la ecuación 3.3.4-2.

$$JRC = \frac{\arctan\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) - \phi_r}{\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma}\right)} \quad Eq (3.3.4 - 1)$$

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma'_0}\right)} \quad Eq (3.3.4 - 2)$$

Dónde:

- α : ángulo de inclinación cuando ocurre el deslizamiento.
- σ'_0 : tensión normal efectiva cuando ocurre el deslizamiento.

3.3.5 Modelo de Celestino y Goodman

Es un modelo propuesto por los autores Celestino y Goodman (1979), como resultado de ensayos de corte cíclicos con presión normal constante. Estos ensayos se realizaron sobre probetas con geometría real moldeadas en yeso. Mediante este procedimiento, determinaron que la resistencia al corte depende además de la geometría y de la tensión normal, como ya se había estudiado anteriormente, de la deformación de corte acumulada y de la trayectoria de tensiones. Estos autores destacan que la degradación de la resistencia aumenta al aumentar los ciclos de deformación.

3.3.6 Modelo de Leichnetz

Leichnetz (1985) desarrolló ensayos de corte directo, con un resorte en la parte superior de la probeta, de modo de simular el efecto que produce la dilatación en los casos de dilatación restringida. Para esto realizó ensayos de corte directo utilizando un resorte de rigidez nula, para simular casos de dilatación libre, y utilizando resortes rígidos, constantes distintas de 0, para simular los casos de dilatación restringida. En los análisis de dichos casos, derivó una ley teórica para representar la resistencia al corte para una fractura.

3.5 Mecánica de fractura

Una línea de investigación similar a la desarrollada en este documento es la mecánica de la fractura, donde se estudia la iniciación y propagación de fracturas a través de medios continuos. Para esto se realizaron ensayos de carga no confinada y ensayos de carga biaxial sobre probetas con fracturas preexistentes.

Muchos autores han investigado acerca de este tema. Por ejemplo, Hoek y Bieniawski (1965) y Brace y Byerlee (1966) estudiaron el fenómeno en probetas de vidrio, Lajtai, Reyes y Einstein, Bobet y Einstein, Wong y Einstein, Janeiro y Einstein, Takeuchi, y Shen et al entre otros, estudiaron el fenómeno en probetas en base a yeso, Hezue utilizó probetas de caliza y granodiorita, Jaifan y Shen et al utilizaron mármol de Fangshan y mármol de Carrara respectivamente, entre muchos otros autores que han realizado investigaciones similares. En todas estas investigaciones se han observado dos patrones regulares de fracturamiento, éstas han recibido los nombres de fracturas primarias y fracturas secundarias, dado la

tendencia a generarse unas primero y luego las otras. Las fracturas primarias, o “wing cracks”, son grietas generadas por tracción que aparecen muy cerca de la punta de las fracturas preexistentes, se inician en forma perpendicular a las fracturas y crecen de forma estable, curvándose hasta alinearse con la dirección de la tensión principal mayor. Las fracturas secundarias aparecen después, son grietas generadas por corte, se generan en la punta de las estructuras preexistentes y son en general las causantes de la falla de las probetas. Un diagrama simplificado del modo de la propagación de fracturas general se presenta en la figura 3.12.

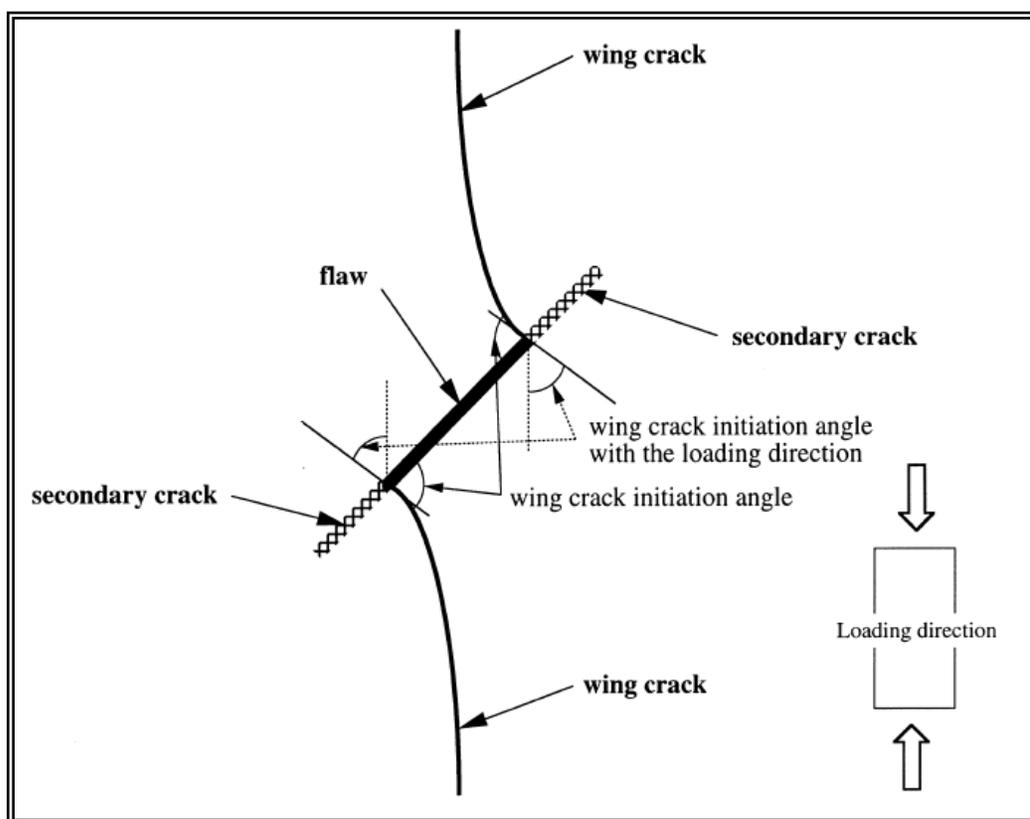


Figura 3.12 Esquema propagación de grietas en bordes de fracturas preexistentes según Bobet y Einstein (1998).

A continuación, se realizará una breve revisión de algunos de los trabajos más relevantes al respecto, con el objetivo de correlacionarlos con los resultados obtenidos en la presente investigación.

Hoek y Bieniawski (1965) realizaron ensayos biaxiales sobre probetas de vidrio recocido, a las cuales se les hizo fracturas abiertas, similares a las supuestas por Griffith, con el fin de perturbar en menor medida el material circundante, se utilizó ultra sonido para generar dichas fracturas. El principal objetivo de estos ensayos fue evaluar la factibilidad de utilizar el criterio de Griffith para la predicción de la iniciación de fracturas en medios rocosos. Las fracturas tenían un largo constante de media pulgada y una razón de ejes de 25:1, y se encontraban en el ángulo crítico según la teoría de Griffith. Estas probetas fueron estudiadas además mediante técnicas fotoelásticas.

Mediante un análisis fotoelástico, del cual se obtienen imágenes como la que se presenta en la figura 3.13 y mediante una correlación de las propiedades del material en cuanto a tensiones y cambio en el ángulo de difracción de la luz, pudieron estimar la distribución de tensiones en un medio elástico sometido a un estado biaxial de tensiones con una grieta preexistente.

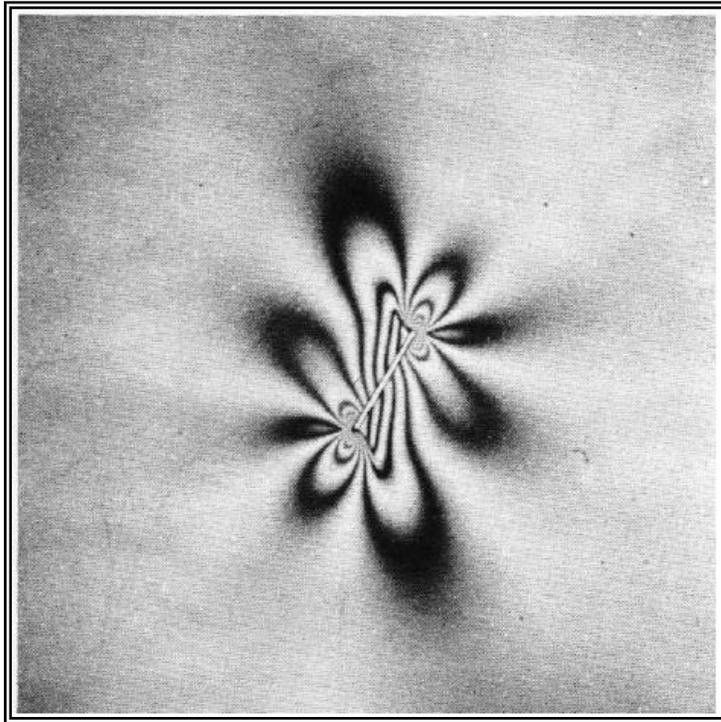


Figura 3.13 Resultados estudio foto elástico realizado por Hoek y Bienawski (1965)

Una vez alcanzada la fractura, pudieron corroborar los resultados obtenidos anteriormente por otros autores, obteniendo en el caso de compresión simple una falla que se inicia en la punta de la fractura y que es perpendicular a ésta, curvándose hasta alinearse con la tensión principal mayor. En los ensayos biaxiales, obtuvieron fallas que se inician muy cerca de la punta de la fractura inicial. En general estas fallas se curvan hasta alcanzar la dirección de la tensión principal mayor, una vez alcanzada esta dirección, se estabiliza y no continúa su propagación.

La tensión a la que se produce la falla y su comparación con el criterio de Griffith se presentan en la figura 3.14, aquí se puede ver que el criterio de Griffith predice muy bien la aparición de las fracturas bajo las condiciones para las que fue pensado.

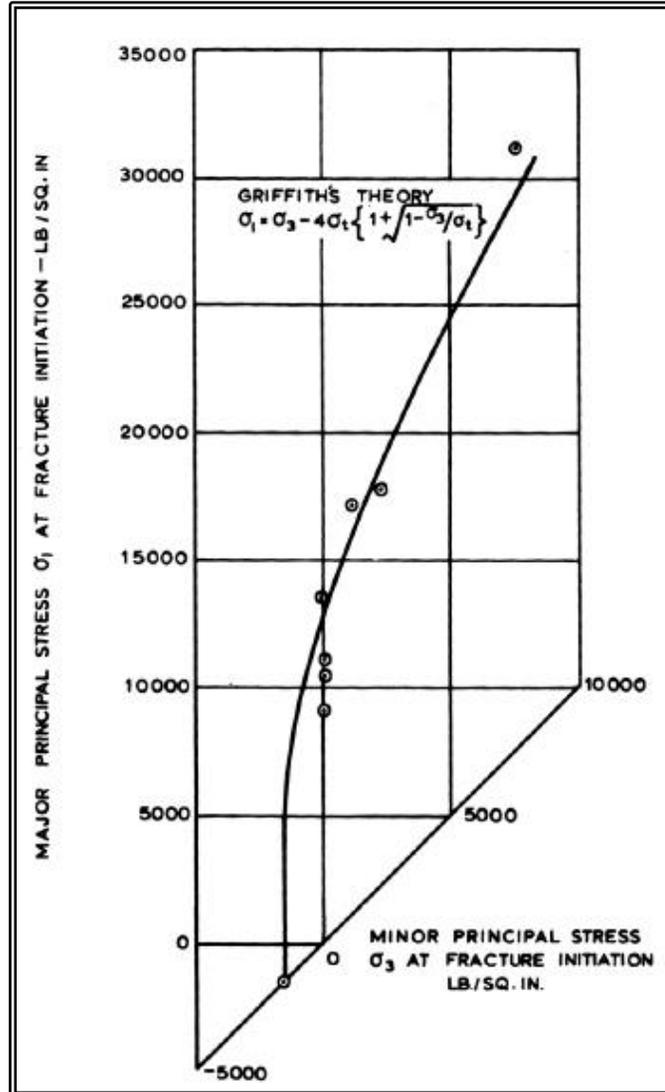


Figura 3.14 Tensiones principales al momento de la aparición de las grietas y comparación con la envolvente de Griffith según el estudio realizado por Hoek y Bienawski (1965).

Otros resultados interesantes derivados de esta serie de ensayos son: 1) el largo de la fractura propagada y su relación con las tensiones principales aplicadas y 2) la relación del largo de la grieta con la tensión que produce el agrietamiento. Estos resultados se pueden ver en las figuras a 3.15 (a) y (b).

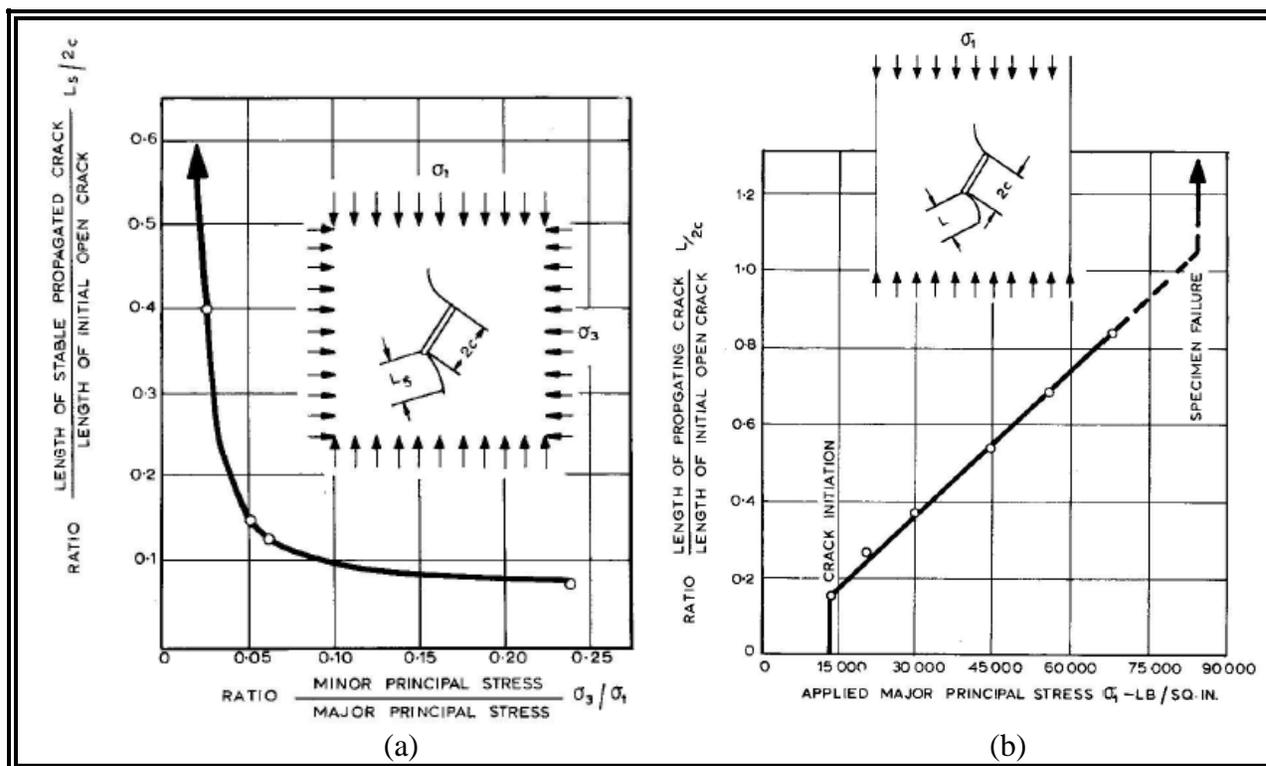


Figura 3.15 Relación largo de fractura propagada con tensiones aplicadas en las probetas Hoek y Bienawski (1965).

Las conclusiones más importantes que se pueden extraer de esta investigación son: 1) es evidente que la fractura en un espécimen es poco probable que ocurra a menos que haya un gran número de fracturas presentes. 2) Obviamente, la distribución espacial de las fracturas previas influirán en el mecanismo de iniciación y propagación de las fracturas. Por lo que, se considera esencial estudiar este aspecto si se desea entender a cabalidad el mecanismo de fractura en rocas. De esta última conclusión se puede ver que ya en el año 1965 Hoek y Bieniawski, consideraban esencial estudiar el efecto de la interacción entre distintas estructuras.

Otras conclusiones de suma importancia de esta investigación son: 1) el criterio de Griffith representa una base confiable para el estudio de fracturación en mecánica de

rocas, sin embargo, una sola fractura no podrá producir la falla general de una probeta, a menos, que el confinamiento sea muy bajo.

Se puede deducir de estas conclusiones porque el criterio de Griffith no predice de forma adecuada la resistencia de una probeta de roca, dado que estas constan de más de una fractura y la resistencia máxima de una probeta no se genera al iniciarse el micro fracturamiento, si no que al conectarse varias de estas fracturas.

Otro trabajo relacionado con este tema es el desarrollado por Bobet y Einstein (1998), quienes realizaron ensayos de compresión simple y compresión biaxial sobre probetas fabricadas en base a yeso, en las cuales hicieron 2 fracturas abiertas previas, a las cuales se les varía: el ángulo (manteniendo el mismo ángulo en ambas), la separación perpendicular y la separación tangencial (de forma que las estructuras no se solaparan), estas propiedades se expresan como β , s y c respectivamente. En la figura a 3.16 se presenta un esquema de las fracturas iniciales. El objetivo de esta investigación era estudiar la coalescencia entre las fisuras que se formarán en la punta de cada una de las grietas previas.

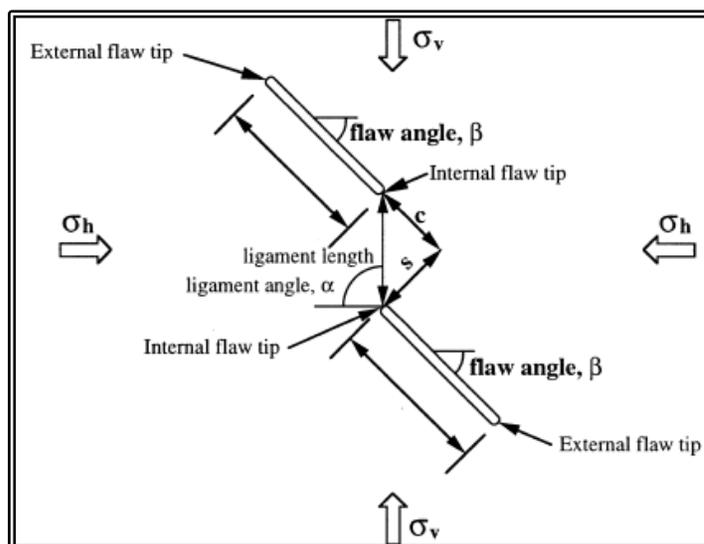
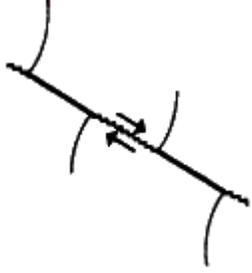


Figura 3.16 Esquema geometría estructuras ensayada por Bobet y Einstein (1998).

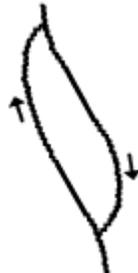
Como resultado, estos autores describen 3 tipos de coalescencia de grietas de tracción y corte, estos se presentan en la tabla 3.3. La coalescencia se relaciona en todos los casos con la falla global de la probeta.

Tabla 3.3 Tipos de coalescencia reportados por Bobet y Einstein

Tipo	Esquema	Descripción
I		Se presenta en estructuras aproximadamente coplanares, se genera por la unión de las grietas secundarias o de corte de ambas fracturas.
II		Se presenta en estructuras no coplanares con separación tangencial considerable ($s/c > 1$), se genera por la unión de las grietas de corte de ambas estructuras a través de una grieta primaria que se propaga en la punta de una de estas grietas secundarias.
III		Se presenta en estructuras no coplanares con separación tangencial cercana a cero, es decir, en la transición entre no solapado y solapado. Ocurre por la unión de una grieta principal con una grieta secundaria.

Otro tipo de coalescencia descrito en esta investigación, pero que no se presenta en este estudio dado que es característica de casos con estructuras solapadas, son los que se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Tipos de coalescencia mencionados por Bobet y Einstein (1998), para estructuras solapadas.

Tipo	Esquema	Descripción
IV		<p>Se presenta en estructuras no coplanares con separación tangencial cercana a cero o con leve solapamiento, se caracteriza por ser una falla por tracción, ocurre por la unión de una grieta primaria con una fractura preexistente, o dos grietas primarias.</p>
V		<p>Se presenta en estructuras no coplanares con un solapamiento considerable, se caracteriza por la unión de grietas primarias externas con internas.</p>

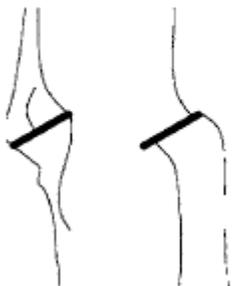
Se concluye del estudio de Bobet y Einstein (1998), que las grietas principales se generan en los extremos de las estructuras previas, desplazándose hacia el centro de estas, a medida que se aumenta el confinamiento. Las grietas secundarias pueden presentarse en algunos casos antes que las primarias. Las grietas secundarias se presentan en todos los casos y siempre están presentes en la coalescencia. Ambos tipos de grietas crecen hasta un largo estable, luego se propagan las grietas secundarias hasta que se produce la coalescencia y la falla global. La coalescencia

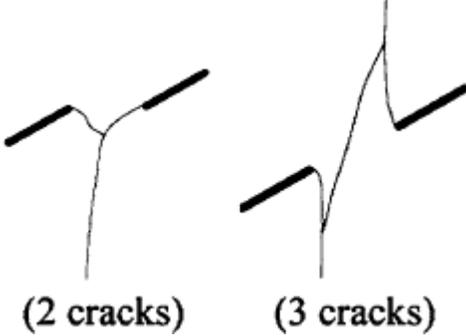
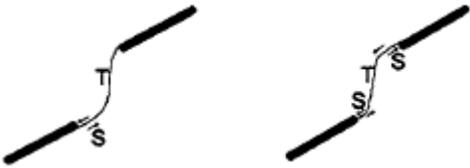
sólo se produce si la distancia entre las dos fracturas previas es lo suficientemente pequeña, esta distancia límite se hace cada vez menor a medida que se aumenta el confinamiento.

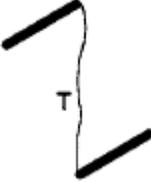
En un estudio posterior, Wong y Einstein (2008) estudiaron el fenómeno de coalescencia en probetas rectangulares de mármol y yeso, utilizando 2 fracturas antes de la carga y sometiendo las probetas a ensayos de compresión simple y compresión biaxial. En esta investigación, estudiaron el fenómeno tanto de forma microscópica como macroscópica. Para el estudio macroscópico, utilizaron una cámara de alta velocidad para identificar el patrón en el que se produce el agrietamiento en el tiempo. En este caso se variaron las mismas propiedades que en el estudio de Bobet y Einstein (1998), al que se hace mención anteriormente, pero permitiendo que las estructuras se solapen entre ellas.

Mediante este procedimiento Wong y Einstein (2008), lograron establecer y describir en total 9 tipos de coalescencia, descritos en la tabla 3.5 (adaptada de Wong y Einstein (2008)).

Tabla 3.5 Tipos de coalescencia reportados por Wong y Einstein (2008).

Categoría	Esquema	Descripción
1		No hay coalescencia.

2	 <p>(2 cracks) (3 cracks)</p>	Coalescencia indirecta, se unen 2 grietas posteriores.
3		Coalescencia por una falla por corte tipo 2.
4		Coalescencia por una falla por corte tipo 1.
5		Una o dos grietas de corte tipo 2 unidas por una grieta de tracción.
6		Grieta de tracción tipo 2. Ocasionalmente podría haber pequeñas grietas de corte.
7		Grietas de tracción tipo 1.

8		Las fracturas están unidas por un mismo lado por una grieta de tracción no clasificada.
9		Grieta de tracción une los extremos cruzados de las grietas.

Además, en esta investigación Wong y Einstein (2008), establecieron 7 tipos de fracturas que participan en la coalescencia, éstas se presentan en la figura 3.17.

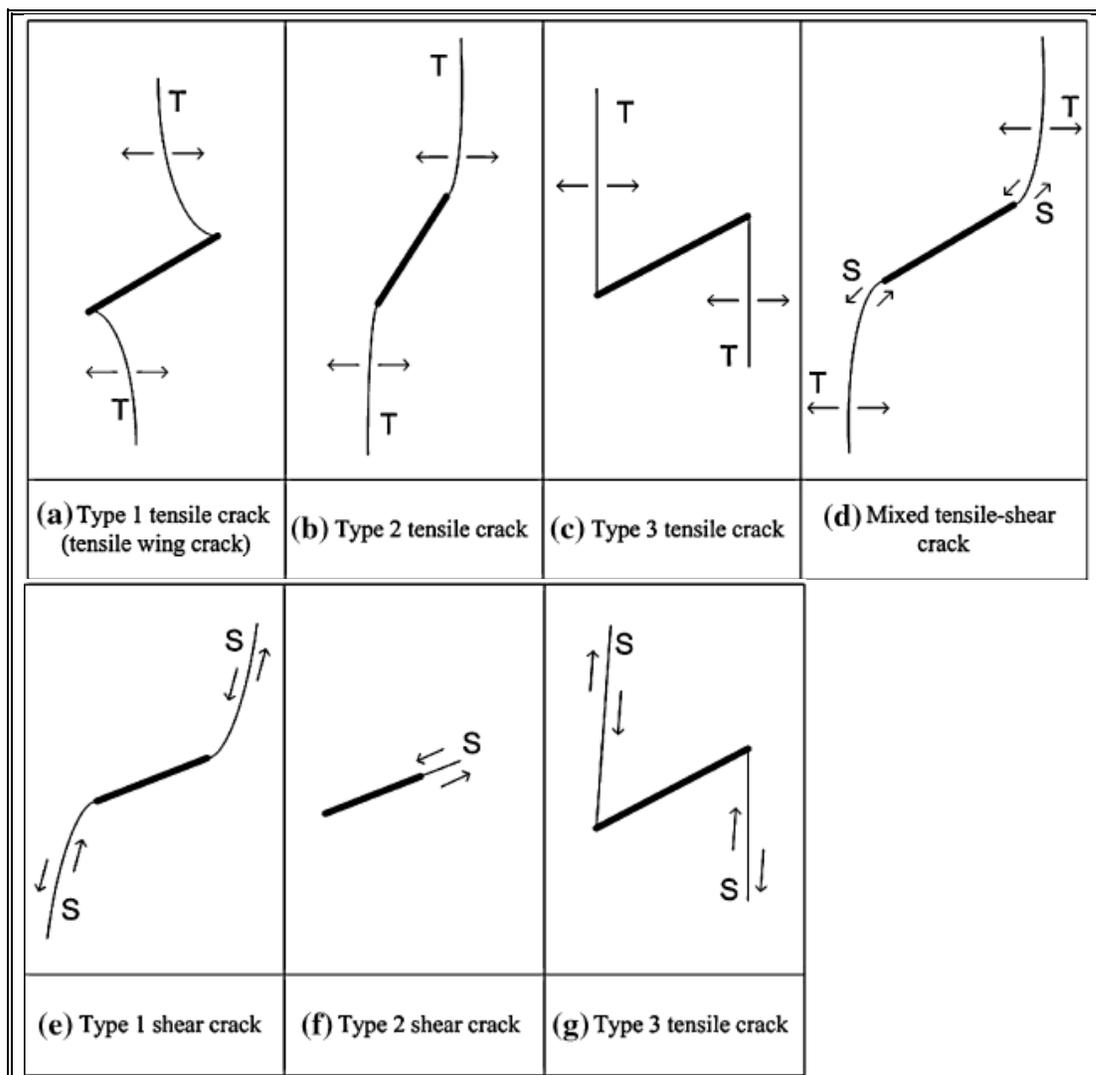


Figura 3.17 Tipos de fractura que participan en la coalescencia de fracturas preexistentes identificadas por Wong y Einstein (2008).

Una de las conclusiones más importantes que se extrajo de esta investigación fue que, a mayor distancia entre las estructuras, es decir, puentes de material intacto más grandes, se reduce la probabilidad de que se produzca coalescencia.

Otra observación realizada por estos autores fue que es más probable que la mayor parte de las fallas observadas en probetas de yeso, son fallas por corte, mientras que la mayor parte de las fallas observadas en probetas de mármol, son fallas por

tracción. Además, se observó que en el mármol, antes de producirse la falla se generan zonas blancas, lo que no ocurre en el yeso.

Otro estudio importante de mencionar es el desarrollado por Janeiro y Einstein (2010). En este estudio se generaron probetas prismáticas de yeso con una o dos inclusiones de distinta forma (hexagonal, cuadrada, circular y forma de diamante), de distinto tamaño y distinto material, lo que involucra una rigidez y resistencia distintas. Se realizaron ensayos de compresión simple para estudiar la generación de fracturas y la coalescencia. En la figura 3.18, se presentan un esquema conceptual de la generación de fracturas dependiendo de la forma.

1 st Inclusion Shape & Material		Initial Geometry	Typical Fracturing Sequence and Relative Stress Levels		
Circle	Plaster				
	Ultracal				
Hexagon	Plaster				
	Ultracal				
Diamond	Plaster				
	Ultracal				
Square	Plaster				
	Ultracal				

Figura 3.18 Tipo de fractura generada según la forma de la inclusión. Janeiro y Einstein (2010)

En la figura 3.18, las inclusiones hechas en base a yeso (“plaster”) son menos resistentes y menos rígidas que las inclusiones hechas en base a Ultracal, estos materiales se describen en detalle en el subcapítulo 3.3. Es muy interesante notar que el modo en que se inicia la fractura, en las inclusiones depende, en gran medida, del material de dicha inclusión. En la figura 3.19, se presentan los modos típicos de falla para cada tipo de inclusión.

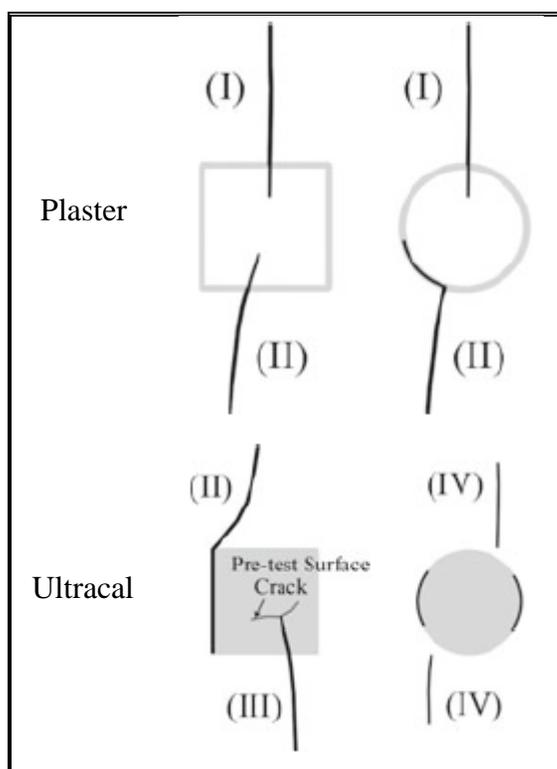


Figura 3.19 Propagación de fractura típica según el material de la inclusión, Janeiro y Einstein (2010).

En la figura 3.19, se observa que las fracturas tipo I corresponden a fallas por tracción que se inician en la interface de los dos materiales y se propagan de forma recta, las fracturas tipo II corresponden a fracturas de tracción que se inician en la interface y se propagan de manera curva, las tipo III corresponden a fracturas que se inician en la superficie de la inclusión y las tipo IV se generan en la matriz del material intacto.

Entonces, es importante notar que si las inclusiones son más rígidas que el medio, las grietas tenderán a formarse en uno de los 2 materiales. Por otro lado, si las inclusiones son menos rígidas que el medio, la grietas tenderán a formarse en la interface entre ambos materiales.

Es muy interesante analizar la resistencia de las probetas en función de los parámetros de las inclusiones. A continuación, en la figura 3.20, se presenta un gráfico de resistencia en función de la geometría, tamaño y material de la inclusión.

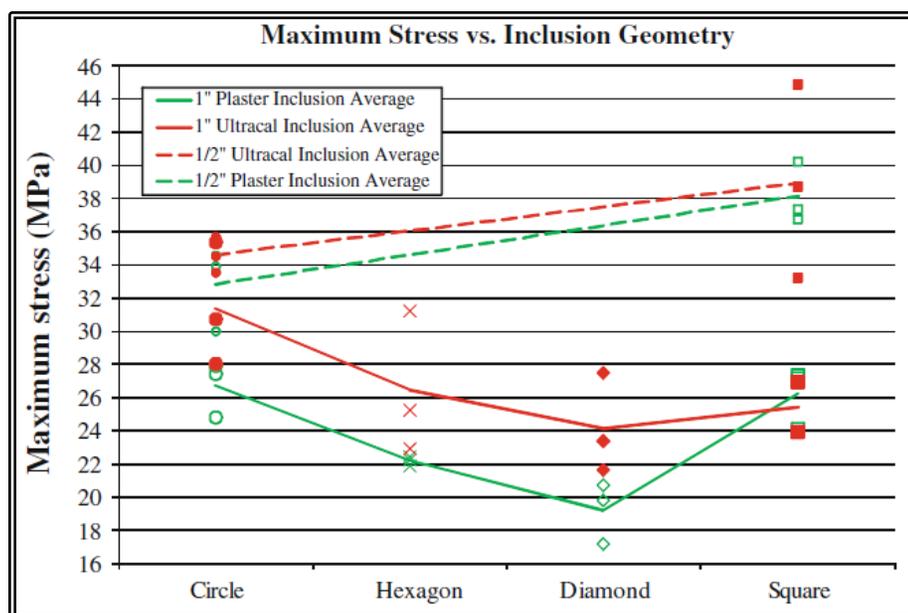


Figura 3.20 Tensión máxima según la forma de la inclusión, Janeiro y Einstein (2010).

En este gráfico se ve que las inclusiones con geometrías circular y cuadrada son las menos perjudiciales para la probeta. Mientras que las con forma de diamante, que si bien corresponde a la misma geometría que la cuadrada pero rotada en 45 grados, es la más perjudicial. Además, se puede notar que, en todas las geometrías, la resistencia promedio es menor para la inclusión menos resistente, excepto en el caso de la inclusión cuadrada, donde la resistencia es mayor para la inclusión más blanda.

Finalmente, se observa que, con inclusiones del doble del tamaño, la resistencia tiende a igualarse, independizándose del cambio del cambio del material. Las inclusiones circulares se vuelven más perjudiciales que las cuadradas, al revés de lo que ocurría con el otro tamaño de inclusiones.

En este estudio Janeiro y Einstein (2010), demuestran que el fenómeno de fracturamiento es muy complejo y hay muchos factores que influyen en él, y que aún no se comprende completamente cuales son ni cómo influyen.

3.5 Estudio en probetas con estructuras no persistentes

Muchos autores han intentado reproducir a escala de laboratorio el comportamiento de un macizo rocoso con estructuras no persistentes. Se pueden encontrar principalmente dos formas distintas de enfocar este problema, las cuales se denominarán en este documento cómo no persistencia tipo 1 y no persistencia tipo 2. La no persistencia tipo 1 es el caso en que las estructuras no persistentes terminan en un puente de roca y continúan luego del puente de roca. En la figura 3.21, se presenta un esquema de una probeta rectangular con estructuras no persistentes del tipo 1.

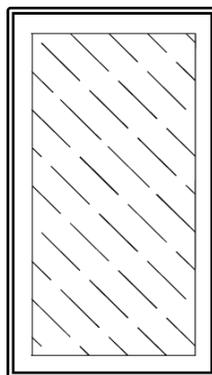


Figura 3.21 Esquema probeta con estructuras no persistentes tipo 1.

En este tipo de probetas interesa estudiar cómo se propagan las fracturas, es decir, el modo de falla. Se distinguen al menos 4 modos de falla para este tipo de probetas: falla plana, falla escalonada, falla por rotación de bloques y falla a través de la matriz de material intacto.

La falla plana es aquella en la que se generan grietas en el puente de roca que une 2 segmentos coplanares de la familia de estructuras. La falla escalonada corresponde al modo de falla en que la grieta que se genera une dos segmentos consecutivos que se encuentran en planos distintos. La falla por rotación corresponde al modo de falla en que los bloques rotan como cuerpo rígido y vuelcan. Finalmente, la falla a través del material intacto es el mecanismo en que la falla general atraviesa indistintamente las estructuras y el material intacto. También, es usual encontrar un modo de falla que combina la falla por rotación y la falla escalonada. En la figura 3.22, se presentan esquemas de los modos de falla más comunes, ordenados de izquierda a derecha según lo descrito anteriormente.

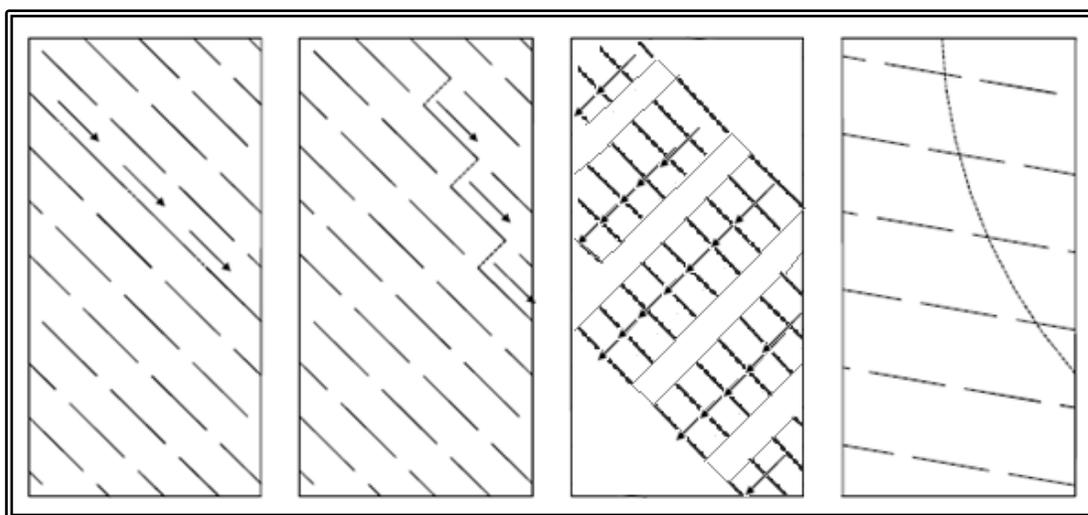


Figura 3.22 Modos de falla en probeta con no persistencia tipo 1.

La no persistencia tipo 2 corresponde a probetas hechas por bloques y cada fractura termina en otra estructura, donde ha sido desplazada en el sentido de la otra estructura. Un ejemplo de esto se presenta en la figura 3.23.

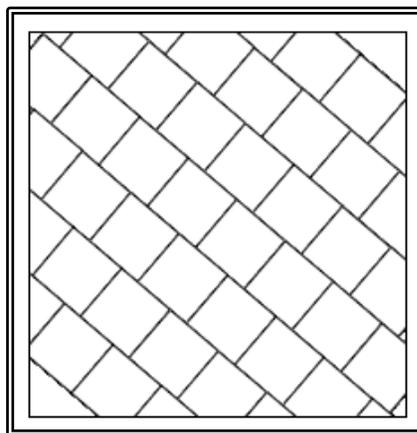


Figura 3.23 Esquema probeta con no persistencia tipo 2.

3.5.1 No Persistencia tipo 1

Numerosos autores han estudiado fracturas no persistentes desde el punto de vista de la no persistencia tipo 1. Una de las primeras investigaciones relacionadas a este tema es la desarrollada por Lajtai (1969), quien realizó ensayos de corte directo en probetas con estructuras coplanares, persistentes, no persistentes abiertas, no persistentes cerradas y estructuras en forma de almenas. Lajtai obtuvo envolventes de falla no lineales para estructuras persistentes y envolventes para fallas en función del tipo de persistencia ensayada. Además, definió la resistencia de un material en función del mecanismo mediante el cual se produce a falla. Para roca intacta, la resistencia al corte estará dada por:

Falla por tracción (muy similar al criterio de Griffith)

$$\tau_a = [\sigma_t \cdot (\sigma_t - \sigma_n)]^{\frac{1}{2}} \quad Eq. 3.5.1 - 1$$

Falla por corte de acuerdo a la curva de corte directo

$$\tau_a = \frac{1}{2} \left\{ \frac{[2 \cdot c + \sigma_n \cdot \tan(\phi_i)]^2}{1 + \tan^2(\phi_i)} - \sigma_n^2 \right\} \quad Eq. 3.5.1 - 2$$

Falla a resistencia última (gran desplazamiento)

$$\tau_a = \sigma_n \cdot \tan(\phi_u) \quad Eq. 3.5.1 - 3$$

Por lo tanto, Lajtai definió una envolvente para roca intacta sometida a corte en 3 partes que dependen del confinamiento. Es importante notar en la ecuación 3.5.1-1, que σ_t corresponde a la resistencia a la tracción y se debe utilizar como un numero negativo.

Para el caso de estructuras abiertas ($c = 0$ y $\phi = 0$), Lajtai estableció que la resistencia está controlada por los mismos mecanismos, pero concentrado en una porción menor de la probeta, por lo tanto la resistencia de la probeta en caso de estructuras abiertas estará dada por las ecuaciones (para los mismos casos):

$$\tau_a = [\bar{\sigma}_t \cdot (\bar{\sigma}_t - \sigma_n)]^{\frac{1}{2}} \quad Eq. 3.5.1 - 4$$

$$\tau_a = \frac{1}{2} \left\{ \frac{[2 \cdot \bar{c} + \sigma_n \cdot \tan(\phi_i)]^2}{1 + \tan^2(\phi_i)} - \sigma_n^2 \right\} \quad Eq. 3.5.1 - 5$$

$$\tau_a = \sigma_n \cdot \tan(\phi_u) \quad Eq. 3.5.1 - 6$$

Donde $\bar{\sigma}_t = (1 - k) \cdot \sigma_t$ y $\bar{c} = (1 - k) \cdot c$ en que k es la persistencia de la estructura, definida como $k = \frac{l_j}{l_j + l_r}$.

Finalmente, Lajtai reconoce que para estructuras no persistentes cerradas, o en forma de almenas, se debe incorporar un parámetro que indique la movilización de

resistencia parcial o total de la fractura. Es por esto que, apoyado por evidencia experimental, Lajtai definió la envolvente de la resistencia al corte como:

$$\tau_a = m \cdot k \cdot \sigma_n \cdot \tan(\phi_j) + [\sigma_t \cdot (\sigma_t - \sigma_n)]^{\frac{1}{2}} \quad Eq. 3.5.1 - 7$$

$$\tau_a = m \cdot k \cdot \sigma_n \cdot \tan(\phi_j) + \frac{1 - k}{2} \left\{ \frac{[2 \cdot c + \sigma_n \cdot \tan(\phi_i)]^2}{1 + \tan^2(\phi_i)} - \sigma_n^2 \right\} \quad Eq. 3.5.1 - 8$$

$$\tau_a = \sigma_n \cdot \tan(\phi_u) \quad Eq. 3.5.1 - 9$$

Donde m es un parámetro que representa la movilización de tensiones y ϕ_j es el ángulo de fricción de la estructura. El parámetro m depende de la rigidez de los materiales y de la geometría de la no persistencia, pudiendo tomar valores entre 0 y 1.

Una de las investigaciones más utilizadas para modelar el comportamiento de rocas de este tipo es la desarrollada por Jennings (1970), quien aplicó el criterio de Mohr-Coulomb para estimar la resistencia al corte de una superficie compuesta por dos materiales distintos. Jennings definió que la resistencia al corte está controlada por la ponderación lineal la resistencia de ambos materiales. En este criterio, supone que la resistencia de los dos materiales se moviliza en forma simultánea. Este supuesto desprecia el efecto de la concentración de tensiones que se produce en las interfaces entre materiales de distinta rigidez. Por ejemplo, para el caso de macizos rocos, desprecia el efecto de la concentración de tensiones en las puntas de las estructuras, lo que genera una aceleración en la propagación de las fallas. Por lo tanto, la tensión de corte máxima estará dada por:

$$\tau = k \cdot \tau_j + (1 - k) \cdot \tau_i \quad Eq. 3.5.1 - 10$$

$$\tau_j = c_j + \sigma \cdot \tan(\phi_j) \quad Eq. 3.5.1 - 11$$

$$\tau_i = c_i + \sigma \cdot \tan(\phi_i) \quad Eq. 3.5.1 - 12$$

$$k = \frac{L_j}{L_j + L_r} \quad Eq. 3.5.1 - 13$$

Donde, σ es el esfuerzo normal al plano donde se estima la resistencia, k es la persistencia de las estructuras y τ_j y τ_i son las resistencias al corte de las fracturas y los puentes de roca, respectivamente. Usualmente, dado que no se cuenta con más información al respecto, en la práctica, se deriva de esta ecuación:

$$\bar{c} = k \cdot c_j + (1 - k) \cdot c_i \quad Eq. 3.5.1 - 14$$

$$\bar{\phi} = k \cdot \phi_j + (1 - k) \cdot \phi_i \quad Eq. 3.5.1 - 15$$

Además, la ecuación de Jennings se puede expresar en tensiones principales como:

$$\sigma_1 = \frac{\frac{2 \cdot c_i}{\sigma_c} + \sigma_2 \cdot [1 + \tan(\phi + i) \cdot \cot(\beta - i)]}{1 - \tan(\phi + i) \cdot \tan(\beta - i)} \quad Eq. 3.5.1 - 16$$

Además del importante supuesto mencionado anteriormente, este criterio supone que la falla será a través de un plano. Es decir, no considera la posibilidad de fallas por tracción o falla escalonada. Es por esto, que la resistencia calculada a través del criterio de Jennings puede ser considerada una cota superior de la resistencia del macizo rocoso, para lo cual hay amplia evidencia experimental.

Jamil y Cording (1992) desarrollaron un estudio en base a una serie de ensayos de compresión simple y biaxial sobre probetas prismáticas en las que se hicieron estructuras cerradas persistentes y no persistentes. Específicamente, en este estudio se intentó comprender el fenómeno de los distintos modos de falla que podrían

desarrollarse en familias de estructuras no persistentes. Para esto, realizaron un total de 55 ensayos de los cuales 16 fueron realizados en probetas con estructuras persistentes y 39 en probetas con estructuras no persistentes. Considerando las siguientes variables relacionadas a las estructuras:

- orientación de las estructuras respecto a las cargas aplicadas,
- presión de confinamiento,
- grado de persistencia y
- densidad relativa de estructuras.

Las principales observaciones realizadas por Jamil y Cording (1992), durante esta serie de ensayos fueron:

- las muestras con estructuras a 22.5° respecto a la vertical presentaron falla plana en todas las condiciones,
- las estructuras con ángulos de 67.5° fallaron consistentemente por falla escalonada entre estructuras,
- estructuras con ángulos de 45° presentaron 2 modos de falla plana y falla escalonada, y
- las muestras con estructuras con ángulos de 80° presentaron 3 modos de falla escalonamiento en casos en que la densidad de fracturas era alta, a través de múltiples planos en una zona y falla a través del material intacto, especialmente cuando la densidad de fracturas era alta.

Además, se concluyeron que, la rigidez de la probeta no es dependiente de la orientación de las estructuras, pero sí de la densidad y persistencia de estas.

Otras conclusiones importantes que se pueden extraer de esta investigación son: 1) para las probetas con estructuras persistentes, se determinó que la resistencia estaba bien representada por la envolvente de Mohr-Coulomb. 2) La resistencia fue mínima para estructuras con ángulo de 22.5° y máxima para estructuras con ángulo de 80° . 3) Las muestras con estructuras a 22.5° , 45° y 67.5° fallaron, en general, a través de las estructuras, en cambio las probetas con estructuras a 80° fallaron, principalmente, a través de la roca intacta. 5) El largo del puente de roca no influyó en la resistencia en los casos en que la falla fue mayoritariamente por tracción, por ejemplo, falla escalonada.

También, es interesante notar que la resistencia fue mayor en los casos en que las estructuras tenían 4 cm. y puentes de roca 1 cm., que en casos en que las estructuras tenían 8 cm. y los puentes de roca 2 cm., a pesar de que la persistencia es igual en ambos casos. Este aumento de resistencia se le podría atribuir a una mayor cantidad de estructuras donde se produce concentración de tensiones, por lo tanto, las tensiones se distribuirán en un mayor número de estructuras.

Finalmente, los autores propusieron una variación del criterio de Mohr-Coulomb para estimar la resistencia de una falla escalonada. Para esto, suponen que la coalescencia entre superficies se produce a través de un plano con inclinación $\beta - i$, con respecto a la aplicación de la tensión principal mayor. Donde $i = \text{atan}\left(\frac{d}{L_j}\right)$, donde d es la separación y L_j el largo de las estructuras. Bajo estos supuestos, la resistencia queda dada por:

$$\tau = \sigma_t \cdot \frac{d}{L_j} + \sigma_n \cdot \tan(\phi + i) \quad \text{Eq. 3.5.1 - 17}$$

Expresado en términos de esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = \frac{\left(2 \cdot \sigma_t \cdot \frac{d}{L_j}\right) + \sigma_2 \cdot [1 + \tan(\phi + i) \cdot \tan(\beta - i)]}{\frac{\text{sen}(2 \cdot (\beta - i))}{1 - \tan(\phi + i) \cdot \tan(\beta - i)}} \quad \text{Eq. 3.5.1 - 18}$$

Por lo tanto, en la investigación de Jamil y Cording (1992) se hace una buena aproximación a la resistencia de una familia de discontinuidades no persistentes, y evidencia, una vez más, el gran número de variables que influye en este fenómeno.

En una continuación al trabajo realizado por Jamil y Cording (1992), Mughieda y Cording (1997) estudiaron principalmente la resistencia anisotrópica, el mecanismo de falla, la falla progresiva, y el efecto de la escala de sistemas de fracturas no persistentes. Para esto, realizaron ensayos de carga uniaxial, utilizando como parámetros de estudio:

- orientación con respecto a la carga aplicada,
- densidad relativa de fracturas,
- grado de persistencia, y
- ángulo de fricción de las estructuras.

Mughieda y Cording, reconocieron la validez del criterio de Jennings para la condición de referencia, pero con reparaciones en cuanto al supuesto de la movilización de tensiones uniformes en ambos planos. Es por esto que Mughieda y Cording proponen la Relación de Resistencia Movilizada del Puente de Roca (BMSR, por sus siglas en inglés), que corresponde a la porción de resistencia que se desarrolla en el puente de roca, con respecto al total que podría desarrollar según Jennings. Los autores establecen 3 casos principales, para falla por estructuras coplanares BMSR decrece a medida que la relación σ_n/σ_{ci} decrece bajo 0,2. En casos en que la rigidez de

los puentes de roca sea mayor que la rigidez del macizo rocoso, a mayor cantidad de puentes de roca, se puede producir falla progresiva reduciendo el BMSR. En casos en que ϕ_j es mucho menor que ϕ_i , se ha observado que se puede presentar BMSR mayor a 1, esto Mughieda y Cording lo explican por la alta concentración de tensiones que se produce en las puntas de las estructuras. Además concluyen que el solapamiento de estructuras reduce el confinamiento y aumenta las tracciones, reduciendo la resistencia. Prudencio (2009) presenta los resultados de una serie de ensayos biaxiales realizados sobre probetas con fracturas no persistentes. A través de estos ensayos, Prudencio demostró que la resistencia y la ductilidad dependen el modo de falla. Y éste, a su vez, depende de los parámetros que definen la posición relativa entre los distintos conjuntos de estructuras y tensiones principales mayores, los parámetros que se definieron como de mayor importancia fueron:

- longitud de las fracturas,
- longitud de los puentes de roca,
- separación entre fracturas,
- ángulo entre las fracturas y tensión principal mayor,
- longitud del traslapo de las estructuras, y
- confinamiento.

Prudencio ensayó un total de 11 geometrías, en las que se variaron los parámetros mencionados anteriormente. Durante esta investigación, Prudencio observó 3 modos de falla principales, falla plana, falla por rotación de bloques y falla escalonada. Además, se presentan fallas que demuestran interacción entre distintos modos de

falla. En la figura 3.24, se muestran imágenes de los modos de falla obtenidos por Prudencio (2009).

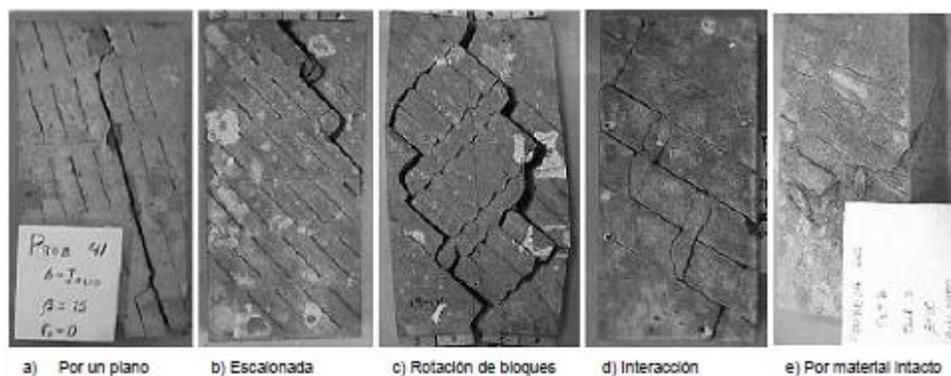


Figura 3.24 Modo de falla experimentado por Prudencio (2009).

Además, como resultado de esta investigación, se dedujo una ecuación empírica que relaciona los parámetros geométricos de las fracturas con la resistencia y modo de falla de los modelos. Prudencio (2009), propuso también un ábaco que relaciona el modo de falla con los parámetros geométricos de las estructuras. De esta forma el autor propone un método, mediante el cual, partir del ábaco y la ecuación propuestos, se puede obtener un resultado conservador de la resistencia de una probeta con estructuras no persistentes.

3.5.2 No persistencia tipo 2

Al igual que en el caso anterior, se pueden mencionar muchos estudios acerca de este tema. Como se mencionó anteriormente, los estudios en no persistencia tipo 2 intentan estudiar el comportamiento de un macizo rocoso a través del modelamiento de este como una serie de pequeños bloques ensamblados entre sí. Un esquema de las probetas utilizadas en este tipo de ensayos se muestra en la figura 3.23. Un ejemplo de este tipo de estudios es el realizado por Brown et al. (1970), quienes

realizaron una serie de ensayos triaxiales a modelos de macizos rocosos formados por bloques. Gracias a los resultados obtenidos en este estudio, se logró comprender básicamente el comportamiento de un modelo compuesto por 2 sistemas de discontinuidades. A este estudio se le pueden hacer 2 observaciones principales: la primera de estas, es que las geometrías ensayadas son muy ideales y la segunda, es que los resultados evidenciaron rotación de los bloques que componen el macizo, lo que generó importantes concentraciones de tensiones, pudiendo afectar los resultados del ensayo. A pesar de estas 2 observaciones, los resultados siguen siendo muy útiles. Brown et al. observaron que la resistencia del macizo es considerablemente menor a la del material intacto y es poco probable que alcance un valor similar, a menos que las estructuras estén posicionadas de forma paralela o perpendicular al esfuerzo principal mayor, y ante elevados esfuerzos de confinamiento. A partir de estos ensayos, se obtiene una envolvente de falla no lineal y sin cohesión, debido a una falla combinada entre tracción y corte.

Una investigación similar a la de Brown fue realizada por Reik y Zacas (1978), quienes también realizaron ensayos triaxiales sobre probetas de 60x60x130cm., conformadas por bloques formados a partir de 3 sistemas de estructuras perpendiculares entre sí. Las orientaciones de las estructuras con respecto al esfuerzo principal mayor usadas fueron de 0°, 15°, 30°, 45°, 60° y 75°. En estos ensayos, se presentaron diferentes modos de falla y se evidenció también que, además de la resistencia, como era de esperarse, el módulo de elasticidad depende en gran medida de la anisotropía de la probeta. Los modos de falla descritos por los autores son:

- falla a través del material intacto,

- falla compuesta por material intacto y por planos preexistentes,
- deslizamiento por un plano preexistente, y
- deslizamiento por múltiples planos preexistentes y grandes zonas de corte con rotación de bloques, doblamiento de la probeta y flujo plástico.

Otra investigación referente a este tipo de ensayos es la realizada por Cording, Van Sint Jan, y Prudencio (2002), en la que se modeló experimentalmente el comportamiento de probetas con sistemas de estructuras con no persistencia tipo 1 y tipo 2. En esta investigación, se pudo observar un patrón común en los modos de falla para todas las probetas, en la medida que las relaciones geométricas de las estructuras se mantuvieron constantes. En este estudio se pudo apreciar la gran importancia de la anisotropía en el comportamiento de las probetas, además de distintos modos de falla en función de la orientación de los esfuerzos principales mayores, de la orientación de las estructuras y del confinamiento. Otra observación importante de esta investigación es el efecto de la esbeltez de los bloques sobre el mecanismo de falla y la resistencia. Por ejemplo, en algunos casos el mecanismo de falla puede cambiar de una superficie mixta entre fracturas y material intacto, a sólo deslizamiento a través de fracturas (con una importante reducción de resistencia asociada), cambiando la esbeltez de los bloques que conforman la fractura. En esta investigación, se puede ver que el mecanismo de falla además de ser muy complejo por el gran número de variables que influyen en él, puede presentar transiciones de un modo de falla a otro. Por ejemplo, puede presentarse una interacción entre distintos modos de falla, por ejemplo, falla por rotación y escalonado, o deslizamiento plano conjuntamente con la generación de grietas de tracción que se propagan por los puentes de roca.

3.6 Anisotropía

Otras investigaciones de interés para el desarrollo de este estudio son las relacionadas con el estudio del efecto de la anisotropía sobre probetas con estructuras. Es decir, cómo afecta la anisotropía generada por las estructuras al comportamiento global de la probeta. Muchos autores han desarrollado teorías respecto de este tema. Uno de los primeros estudios, en relación a esta problemática, fue realizado por Jaeger (1960), quien desarrolló una teoría inicial que entregó un concepto inicial acerca del efecto de las estructuras preexistentes en rocas. Desde entonces, muchos autores han realizado investigaciones al respecto. Así, hoy, si bien sigue habiendo mucha investigación al respecto, hay un consenso más o menos establecido acerca de este efecto para estructuras continuas en estructuras sometidas a ensayos de compresión simple o triaxial. Un diagrama de este efecto se presenta en la figura 3.25.

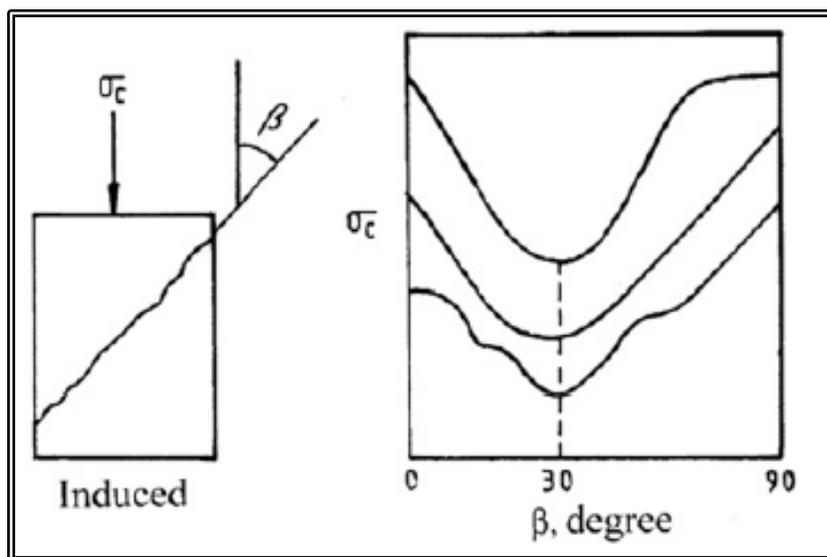


Figura 3.25 Efecto de la inclinación de las fracturas en la resistencia, Jaeger (1960).

Por ejemplo, para la estimación de resistencia de rocas anisotrópicas, en base a ajuste de curva, en base a ensayos de laboratorio, Ramamurthy (1993) propone:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3}\right) = \beta_j \cdot \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_3}\right)^{\alpha_j} \quad \text{Eq. 3.6 - 1}$$

Donde σ_{cj} representa la resistencia a compresión uniaxial para un determinado manto de los sistemas de fracturas y

$$\frac{\alpha_j}{\alpha_{90}} = \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{c90}}\right)^{1-\alpha_j} \quad \text{Eq. 3.6 - 2}$$

$$\frac{\beta_j}{\beta_{90}} = \left(\frac{\alpha_{90}}{\alpha_j}\right)^{1/2} \quad \text{Eq. 3.6 - 3}$$

σ_{c90} corresponde a la resistencia a la compresión uniaxial cuando $\beta = 90^\circ$. α_{90} y β_{90} son los valores de α_j y β_j cuando $\beta = 90^\circ$, obtenidos de ensayos triaxiales. Ramamurthy indica además que la resistencia a la compresión simple (notar que en la ecuación 3.6-1 σ_3 debe ser distinto de 0) se puede expresar en función de la inclinación del plano de debilidad β como:

$$\sigma_{c\beta} = A - D \cdot \cos[2 \cdot (\beta_m - \beta)] \quad \text{Eq. 3.6 - 4}$$

Donde β_m es la inclinación en que se produce la menor resistencia, A y D son constantes derivadas de ensayos.

Si bien el efecto de la orientación en estructuras discontinuas ha sido abordado por prácticamente todos los autores que investigan la mecánica de la fractura y por los que investigan el efecto de las discontinuidades no persistentes, a continuación se hará referencia sólo a los resultados obtenidos por algunos de ellos.

A través de los ensayos descritos en el punto 3.6.2, Reik y Zacas (1978), obtuvieron las curvas que se presentan en las figuras 3.26 y 3.27, donde se gráfica el efecto de la orientación de las estructuras en las tensiones y en el módulo de elasticidad.

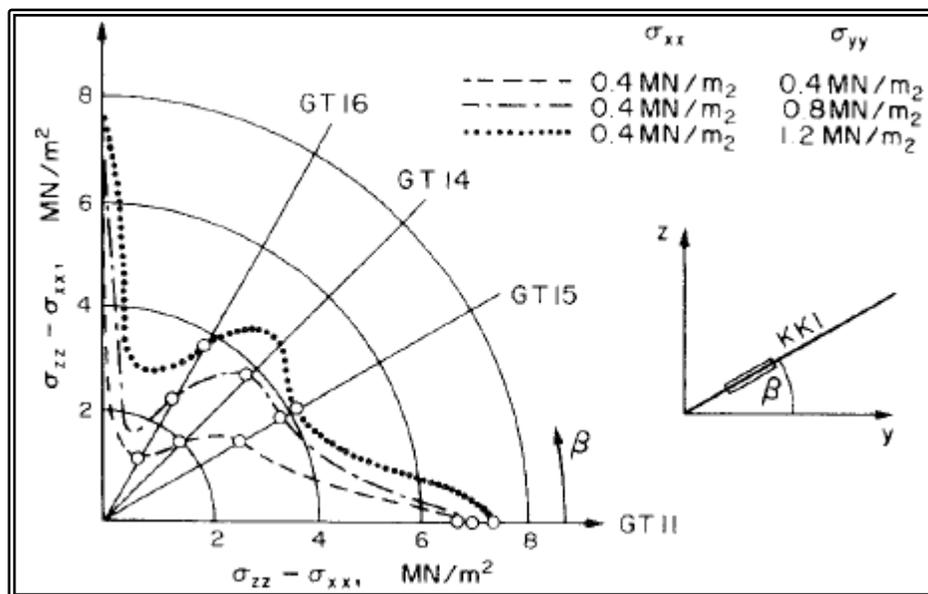


Figura 3.26 Efecto de la inclinación de los bloques en las tensiones, Reik y Zacas (1978).

En la figura 3.26, GT15, GT14 y GT16 representan ángulos de 30, 45 y 60° respectivamente.

Se debe recordar que en estos ensayos se utilizaron 3 sistemas de fracturas perpendiculares entre sí, lo que produce un efecto de simetría en la resistencia en función de la inclinación de los planos.

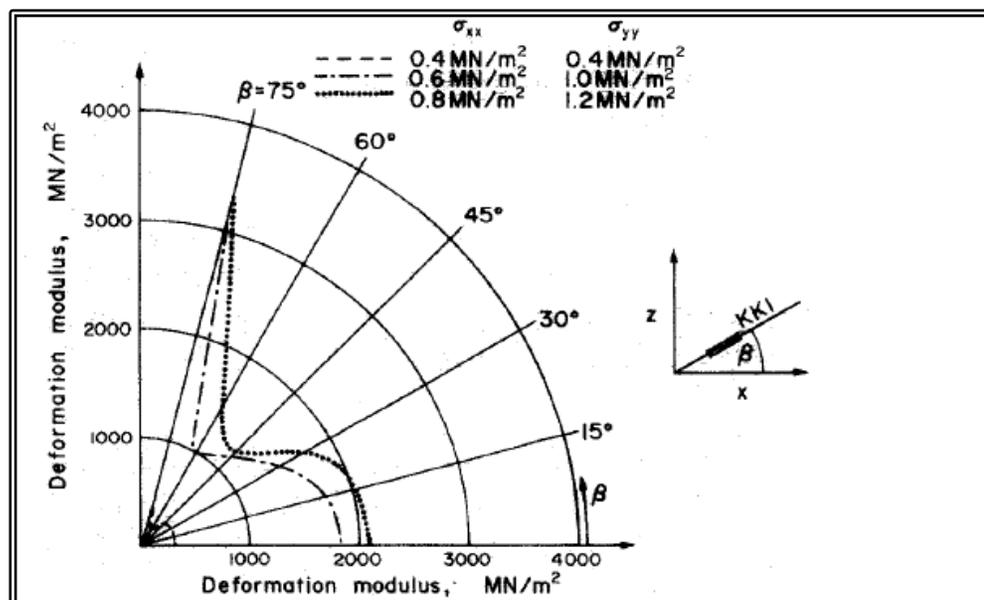


Figura 3.27 Efecto de la inclinación de los bloques en el módulo de elasticidad, Reik y Zacas (1978).

En estas figuras se puede ver que el efecto en la resistencia y el módulo de elasticidad es diferente para un mismo tipo de ensayos, esto quiere decir que hay modos de falla que pueden presentar muy baja resistencia, pero un módulo de elasticidad alto. Es decir el mecanismo de falla independizaría la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia.

3.7 Resumen

Como resumen de esta revisión bibliográfica, se puede decir que el comportamiento de macizos rocosos isótropos se encuentra en un muy buen estado de avance. El fenómeno se comprende relativamente bien y se cuenta con métodos relativamente confiables para la estimación de propiedades, tanto del material intacto como para el escalamiento de propiedades a las del macizo rocoso. También, se cuenta con información confiable para la caracterización de las estructuras, tanto en laboratorio como en terreno. Por otro lado, se puede decir que los parámetros fundamentales

para el diseño se encuentran bien caracterizados. Así mismo, se concluye que aún falta mucho en la caracterización de otro tipo de parámetros, por ejemplo, la persistencia de las estructuras.

También, es importante notar que, con respecto a los materiales modelo, muchos autores han realizado investigaciones relativas sólo al desarrollo de un material, o bien, investigaciones en que se desarrolló un material para la realización de ensayos. Dentro de estas investigaciones, se considera que la de mayor utilidad es la realizada por Heuer y Hendron (1969), ya que es un estudio específico para desarrollar un material modelo, analizando en detalle los materiales relativos a la bibliografía y siendo una de las pocas investigaciones donde se utilizan ensayos triaxiales para caracterizar y validar el material utilizado. Además, este estudio es muy completo ya que se toca varios temas relacionados como en el análisis dimensional, la química del yeso, procesos de curado, etc. Además, se generó un material de fácil reproducción en la práctica.

Con respecto a la mecánica de la fractura, se puede decir que, entre todos los estudios realizados, tanto los nombrados en esta breve revisión como muchos otros que no se han podido referir, existe un marco de entendimiento relativamente confiable respecto al fenómeno de iniciación de las fracturas y su propagación en las puntas de las estructuras. Pero, también se debe notar que, a pesar de la amplia investigación, dada la complejidad del fenómeno, aún es muy difícil de predecir de forma certera la iniciación y propagación de las fracturas en casos diferentes a los estudiados. Lo anterior, se debe a que aún hay incertidumbre acerca de todas las variables que

influyen en el proceso, por lo que no se ha podido establecer un procedimiento general para predecir este fenómeno.

Con respecto al comportamiento de macizos rocosos con estructuras no persistentes, se cuenta con un nivel de entendimiento básico de la mayor parte de las variables que influyen y cómo influyen en este proceso. Es decir se cuenta con relaciones empíricas que permiten estimar de forma gruesa la resistencia, así como también se cuenta con observaciones que nos permiten identificar patrones que podrían determinar el mecanismo de falla que se desarrollará en la probeta. Por lo tanto, aún no se ha logrado establecer un procedimiento que incluya todas estas variables de forma correcta, para poder modelar este fenómeno con una confiabilidad aceptable. Se puede decir que los trabajos más ilustrativos con respecto a este tema son los realizados por Cording y Jamil (1992), Cording, Van Sint Jan y Prudencio (2002) y Prudencio (2009), ya que en todos estos esquematizan muy bien la complejidad del problema y muestran distintos modos de falla en función de la geometría y confinamiento. Estos trabajos, si bien presentan una serie de problemas como estado de tensiones planas, estructuras con geometrías muy ideales, presencia de un solo sistema de estructuras, etc., aportan una base importante para el desarrollo de la investigación de esta problemática, ya que estudian el comportamiento de probetas con fracturas no persistentes con distintas orientaciones y esfuerzos principales. Así han logrado modelar de forma adecuada la problemática de un macizo rocoso con fracturas no persistentes. Además, en la investigación de Prudencio se entregan relaciones empíricas para determinar el modo de falla y la resistencia de una probeta o macizo con estructuras no persistentes. Si bien esta relaciones entregan resultados

conservadores, pueden entenderse como una primera aproximación a la solución del problema.

En esta investigación, se pretende mejorar el estado del arte de esta problemática mediante una serie de ensayos biaxiales para probar el efecto de la resistencia de las estructuras en el modo de falla, y por ende la resistencia.

Para esto, se seguirán los siguientes pasos:

- Desarrollo de un material modelo, para esto se debe realizar un análisis dimensional, luego generar un procedimiento para probar materiales modelo y aplicar este procedimiento a distintos materiales para obtener un material que cumpla las propiedades requeridas.
- Generar planos de debilidad reproducibles y con propiedades resistentes conocidas.
- Desarrollar una serie de ensayos biaxiales sobre probetas con estructuras con estructuras no persistentes, con geometrías distintas, confinamientos distintos y resistencias de estructuras distintas.

4. MATERIAL MODELO

En este capítulo se presentará el proceso realizado para la generación de un material modelo, que pueda representar a escala de forma adecuada el fenómeno de falla de macizos rocosos con fracturas no persistentes. Es decir, se revisarán las propiedades objetivo de este material, el procedimiento que se utilizó para la caracterización, las pruebas que se realizaron y las características del material final obtenido.

4.1 Propiedades objetivo

En este caso las propiedades, objetivo del material deben cumplir una serie de condiciones físicas derivadas a partir del análisis dimensional del material que se intenta representar a escala de laboratorio, y una serie de requerimientos prácticos.

Los requerimientos físicos del material a utilizar serán los presentados por Heuer y Hendron (1969), quienes, como se mencionó anteriormente, resumen las propiedades adimensionales que debe cumplir un material adecuado para simular materiales rocosos en:

- Presentar curva de tensiones principales $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$ vs ε , similares a las de una roca.
- Relación E/σ_c entre 250 y 500.
- Relación σ_t/σ_c entre 0.05 y 0.1.
- Ángulo de fricción interno del material intacto ϕ_i entre 25° y 60°.
- Módulo de Poisson, ν entre 0.1 y 0.3.
- Ángulo de fricción residual ϕ_j entre 25 ° y 60°.

Adicionalmente, para satisfacer las necesidades prácticas de construcción de probetas, compactación y tiempos de fraguado y desmolde, se adicionan los siguientes requerimientos:

- Resistencia del material intacto baja, dentro de lo posible menor a 50 kg/cm^2 , dado que si la resistencia de las probetas es muy elevada se requiere de un marco de carga, celdas de carga y gatos hidráulicos, más sofisticados.
- Se requiere una mezcla fluida, ya que se pretende generar estructuras, de distinta rigidez y resistencia, insertando mallas (las cuales serán descritas en detalle en el capítulo 5) de distinto espesor, espacio interior y material, por lo tanto la mezcla debe ser fluida para lograr el paso de la mezcla a través de los agujeros de la malla, logrando así estructuras cohesivas. Además, un material fluido presenta menores problemas al momento de fabricar probetas biaxiales con estructuras, ya que no generará burbujas de aire de tamaño considerable y tendrá un buen compactado, sin necesidad de ningún procedimiento para esto (vibración o compactación mecánica).
- Tiempo de fraguado adecuado, dado que en el laboratorio se contaba originalmente sólo con 3 moldes para probetas de compresión simple y un molde para probetas de compresión biaxial, se requería de una mezcla capaz de alcanzar una resistencia suficiente para realizar el desmolde de forma rápida, pero dado que la fabricación de probetas biaxiales con fracturas no persistentes requiere una preparación detallada y tiene una

complejidad relativamente alta, se requiere que la mezcla otorgue tiempo suficiente para su preparación, es decir que no fragüe tan rápido.

- Tamaño de grano del material e inclusiones menores a la mitad de abertura mínima de las mallas utilizadas, para asegurar el paso de la mezcla de un lado a otro de las estructuras.
- Variabilidad controlada, ya que se requiere un material que sea reproducible con propiedades uniformes para poder estudiar el fenómeno de forma adecuada.
- Propiedades finales en corto plazo, ya que tanto el horno como el espacio disponible en el laboratorio cuentan con un espacio reducido por lo que no se puede tener un número muy grande de probetas fraguando y a la espera de ser ensayadas.

En este caso, se puede ver que hay un gran número de requerimientos físicos y prácticos que se deben cumplir, siendo todos igualmente importantes. Esto convierte la generación del material modelo en un proceso complejo.

4.2 Procedimiento de caracterización

Para la caracterización del material modelo, se generó un procedimiento de avance para aprobar o rechazar las mezclas ensayadas. Este procedimiento consiste en generar la mezcla y comprobar que todos los requerimientos prácticos establecidos (velocidad de fraguado, fluidez, etc.) sean cumplidos. Una vez aprobado el primer paso, se procedió a generar 3 muestras, de 5 cm. de diámetro y 10 cm. de alto, para ensayos de compresión simple, las que fueron ensayadas, midiendo la tensión máxima, pero sin ningún tipo de medición de deformaciones más que un análisis

visual para observar si el comportamiento es frágil o dúctil. Si el comportamiento que se observó es frágil y la resistencia no excedió el límite establecido, se procedió a desarrollar en total 6 probetas de compresión simple para determinar la variabilidad de la mezcla en cuanto a resistencia y ductilidad. Una vez que se consideró que la variabilidad de la mezcla fue aceptable, se procedió a la caracterización de las deformaciones. Para esto, se utilizó una prensa con medición de deformaciones, para así asegurar que la deformación de rotura, del material modelo, es similar a la deformación de rotura de un material rocoso. Una vez que se cumplió este paso, se procedió a realizar ensayos de tracción indirecta brasileños y triaxiales. Una vez que los resultados obtenidos a partir de estos ensayos fueron aceptables se procedió a hacer ensayos de compresión simple con medición de deformaciones con strain gauges, y así determinar las deformaciones verticales y horizontales de forma más precisa. Si todos los resultados de toda esta serie de ensayos son satisfactorios, en función de las propiedades objetivo determinadas en el punto anterior, entonces se acepta el material.

4.3 Desarrollo del material modelo

Para el desarrollo del material modelo, se ensayaron en total más de 100 mezclas distintas en las que se estudió el efecto de las siguientes variables:

- Material cementante (yeso, hemidrato, cemento corriente, cemento portland)
- Agregados (Arenas finas, arenas gruesas, tierras diatomáceas, arcilla, micro sílice)

- Aditivos (incorporador de aire, híper plastificante, acelerador de fraguado, etc.)
- Razón cementante/Agua
- Distintos modos de curado

En primer lugar, se probó utilizando los materiales reportados por otros autores. Dado que la mayor parte de ellos utilizó hemidrato como material cementante, se probó en primera instancia con dicho material. Sin embargo, este material producía un fraguado muy rápido. Por lo que no se consideró factible utilizarlo como material ligante. Además no se logró conseguir ningún retardante de fraguado para el yeso, por lo que se tuvo que descartar. También, se probó utilizando distintos tipos de cemento. El mayor problema de estos era que presentaban un tiempo de fraguado muy lento y la fragilidad del material resultó en todos los casos correlacionarse con la resistencia. Es decir, a mayor resistencia mayor fragilidad, por lo que fue imposible encontrar una muestra frágil con resistencia dentro del rango determinado. El yeso fue el material que entregó mejores resultados, ya que tiene un tiempo de fraguado suficiente para fabricar las probetas, pero no tan largo como para demorar la producción de las siguientes, un comportamiento frágil y una resistencia en general dentro del rango establecido. Se utilizó Yeso Súper marca el Volcán ®.

Como se mencionó, se probó utilizando diferentes agregados, entre estos se intentó utilizar finos. Si bien los finos, en general, contribuían en la fragilidad de la muestra y ayudaban a disminuir la resistencia generalmente agregaban gran variabilidad a la resistencia. Las tierras diatomáceas resultaron ser un excelente aditivo para la disminución de la exudación y disminución de la resistencia, pero entregaron

disminuciones significativas en el módulo de elasticidad y en el ángulo de fricción. Finalmente, las muestras con arena no presentaron cambios significativos en el módulo de elasticidad, pero si un aumento significativo en el ángulo de fricción. Por lo tanto, en probetas de yeso con arena, la razón agua yeso resultó ser el principal factor en el módulo de elasticidad, resistencia y deformación de rotura

Otro proceso de gran importancia en el comportamiento es el curado de las probetas, si la humedad no es la adecuada, la resistencia es mucho menor y la ductilidad es mucho mayor. Por otro lado si la temperatura de curado es muy alta, la humedad será menor a la óptima, lo que indica que parte del yeso está perdiendo las conexiones y volviéndose polvo nuevamente, lo que el comportamiento deja de ser frágil y la resistencia baja.

Sólo se probó aditivo incorporador de aire en yeso, que si bien cumplía su función de generar burbujas, aumentaba la variabilidad, disminuía el módulo de elasticidad y no necesariamente aumentaba la fragilidad como se supuso en un comienzo.

4.4 Material definitivo y propiedades

Después de un largo proceso de iteración, se determinó el material definitivo que está compuesto por Arena, Yeso y Agua. Las proporciones utilizadas, en peso, fueron 0.5:1:0.65.

La granulometría de la arena utilizada fue derivada a partir de 3 ensayos granulométricos, en los que se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 4.1. A partir de estos ensayos se determinó que la arena corresponde a una arena fina con prácticamente la totalidad los granos con un tamaño entre 0.15 y 0.6mm.

Tabla 4.1 Ensayos granulométricos de la arena utilizada.

Tamiz	Apertura	% Pasa ensayo 1	% Pasa ensayo 2	% Pasa ensayo 3
#16	1.18mm	99,9%	100,0%	99,0%
#30	0.6mm	90,1%	90,9%	90,3%
#50	0.3mm	39,9%	40,4%	41,2%
#100	0.15mm	0,7%	0,8%	1,1%
#200	0.075mm	0,1%	0,1%	0,1%

A continuación, se hará una revisión de las propiedades obtenidas para cada uno de los ensayos realizados a este material.

En primer lugar, se presentan los resultados de los ensayos de compresión simple con medición de deformaciones. Estos ensayos fueron realizados sobre probetas cilíndricas de 5 cm. de diámetro y 10 cm. de alto, en la prensa prestada por el laboratorio del Departamento de Gestión de la Construcción, ya que este permite medir deformaciones y aplicar carga a deformación constante. En este caso se utilizó una deformación de 1mm./s.

Tabla 4.2 Resultados ensayos de compresión simple con medición de deformaciones.

Ensayo	$\sigma_{max} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	ε_{rot} (%)	$E \left(\frac{Ton}{cm^2} \right)$	E/σ_{max}
1	78.27	0.8	26.9	343.6
2	65.46	0.84	22.36	341.6
3	56.72	0.68	20.49	361.2
4	64.04	0.68	25.05	391.2
5	70.95	0.85	42.84	603.8
6	58.75	0.53	22.36	380.6
Prom.	65.7	0.73	26.67	403.7
Desv. Est.	7.97	0.12	8.24	100.0
Coef. Var. (%)	12.12	16.9	30.9	24.8

En estos resultados se obtuvo una resistencia a compresión simple un poco mayor a la propuesta inicialmente, pero se aceptó dado que es sólo un 30% mayor al límite

impuesto y dado que es una restricción operativa aún está dentro del rango en que el material se puede ensayar con los equipos disponibles. Por otro lado, se puede ver que los coeficientes adimensionales de deformación unitaria de rotura y E/σ_c están ubicados dentro del rango obtenido a partir del análisis dimensional.

Además, se obtuvo como resultado de estos ensayos las curvas tensión deformación, de cada una de las probetas ensayadas, estos resultados se presentan en el gráfico de la figura 4.1.

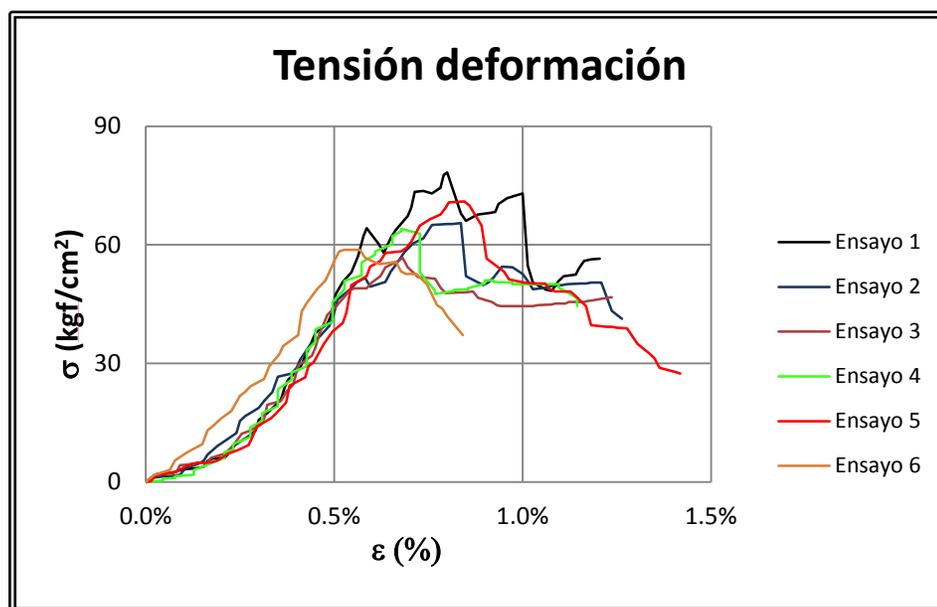


Figura 4.1 Gráfico tensión deformación material modelo mediante medición de la prensa.

Los ensayos de compresión simple, sin medición de deformaciones, se realizaron en la prensa del Laboratorio de Geotecnia Experimental. Los resultados se presentan en la tabla 4.3. Estos ensayos fueron realizados en el mismo tipo de probetas y con incrementos de tensión constante.

Tabla 4.3 Resultados ensayos de compresión simple sin medición de deformaciones

Ensayo	σ_{ci} (kgf/cm ²)
1	75.35
2	80.55
3	67.04
4	60.80
5	58.21
6	64.44
7	73.80
8	63.92
9	70.16
Promedio	68.25
Desv. Est.	7.31
Coef. Var. (%)	10.71

Se puede ver que el coeficiente de variación se encuentra entre 11 y 12%, lo que según la escala de clasificación de variabilidad de los datos de resistencia en compresión no confinada de la roca intacta propuestos por CODELCO en el primer taller geotécnico interdivisional “Estándares para la caracterización Geotécnica de Rocas, Estructuras y Macizos rocosos” (La Serena 02-04 Julio 1997) (ver tabla 4.4), se encuentra en un valor de variabilidad aceptable.

Tabla 4.4 Caracterización de la variabilidad macizos rocosos (Codelco (1997)).

COEFICIENTE DE VARIACIÓN	COEFICIENTE DE VARIACIÓN
0,00 a 0,05	Muy Poca Variabilidad
0,05 a 0,10	Muy Poca Variabilidad
0,10 a 0,20	Variabilidad Aceptable
0,20 a 0,35	Variabilidad Alta
0,35 a 0,50	Variabilidad Muy Alta
> 0,50	Variabilidad Extremadamente Alta

Para la medición de resistencia a tracción, dado que es muy difícil realizar ensayos de tracción directa, se emplearon ensayos de tracción indirectos. El ensayo brasileño es el más utilizado de estos. Para la fabricación de las probetas cilíndricas, para el ensayo brasileño se usaron probetas usadas para ensayo de compresión triaxial y se cortaron utilizando el equipo de corte de rocas para asegurar que las caras quedaran paralelas, las probetas se cortaron intentando obtener una razón H:D de 1:2, los resultados de los ensayos brasileños se presentan en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Resumen resultados ensayos de tracción indirecta (brasileños)

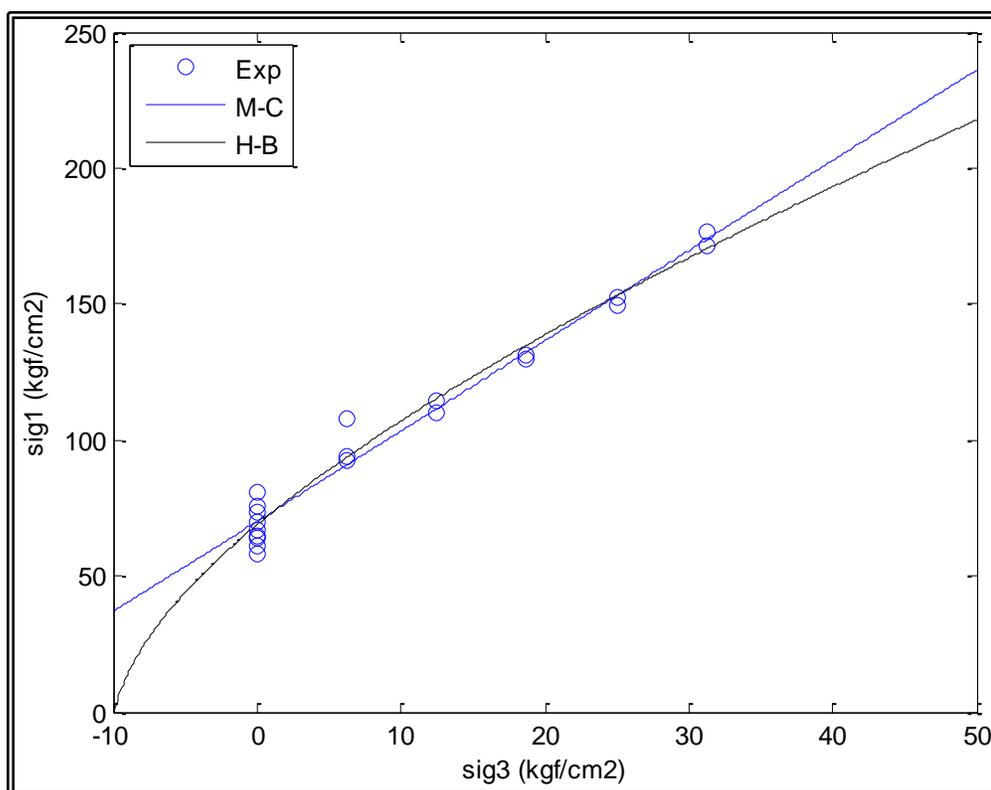
Tracción indirecta (BTS)				
Ensayo	Diametro (cm)	Alto (cm)	Resistencia (kgf)	σ_t (kgf/cm ²)
1	5.60	2.6	145.28	6.35
2	5.56	3.0	117.51	4.48
3	5.62	2.9	181.60	7.09
4	5.60	2.7	153.82	6.48
5	5.59	2.6	136.73	5.99
6	5.63	2.5	183.74	8.31
7	5.61	3.0	177.33	6.71
8	5.58	2.8	202.96	8.27
9	5.60	2.7	160.23	6.75
Promedio				6.71
Desv. Est.				1.16
Coef. Var. (%)				17.30

Además, para poder determinar la envolvente de falla completa del material, se realizaron ensayos de compresión triaxial en probetas cilíndricas de 5,6 cm. de diámetro y aproximadamente 12 cm. de alto. Los resultados de los ensayos triaxiales se presentan en la tabla 4.6. Los que se realizaron con confinamientos en un rango desde $0.09 \cdot \sigma_{ci}$ hasta $0.46 \cdot \sigma_{ci}$. Por lo tanto, se puede decir que se cubrió prácticamente todo el espectro de confinamientos que se consideran válidos en ensayos triaxiales para el ajuste de la envolvente de Hoek y Brown.

Tabla 4.6 Resultados ensayos triaxiales.

Ensayos Triaxiales		
σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3/σ_{ci}	σ_1 (kgf/cm ²)
6.25	0.09	107.90
6.25	0.09	92.37
6.25	0.09	93.63
12.50	0.18	114.62
12.50	0.18	110.00
18.75	0.27	129.73
18.75	0.27	130.99
25.00	0.37	152.40
25.00	0.37	149.47
31.25	0.46	176.34
31.25	0.46	171.72

En la figura 4.2 se presentan los resultados de los ensayos triaxiales junto con el mejor ajuste de las mejores de Hoek y Brown *Eq. 3.1.2 – 2* y de Mohr-Coulomb *Eq. 3.1.1 – 2* para estos ensayos.

Figura 4.2 Ajuste de ensayos triaxiales ($\sigma_1 - \sigma_3$) a envolventes de rotura Hoek y Brown y Mohr-Coulomb

Gráficamente, se observa que las dos curvas se adaptan muy bien a los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales. A continuación, se presentan los parámetros de cada una de estas envolventes obtenidos del mejor ajuste.

Tabla 4.7 Propiedades resistentes criterio Mohr-Coulomb y Hoek y Brown y coeficiente de correlación.

M-C		H-B	
$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	19.2	m	6.8
$\phi (^{\circ})$	33	σ_{ci}	68.75
r^2	0.9712	r^2	0.9593

Es interesante notar que el promedio de los ensayos de compresión simple fue de $67.23 \frac{kgf}{cm^2}$, el criterio de Mohr-Coulomb predice una resistencia de $70.02 \frac{kgf}{cm^2}$, mientras que el de Hoek y Brown predice una resistencia de $68.75 \frac{kgf}{cm^2}$. Por lo tanto, los ensayos de compresión triaxial se correlacionan bien con los ensayos de compresión simple. Además, se observa, que en ambos casos se obtienen ajustes muy buenos ($r^2 > 0.95$).

En las figuras 4.3 y 4.4, se presentan los resultados de los ensayos de compresión simple con medición de deformaciones mediante Strain Gauges. Dado que se utilizaron Strain Gauges bidireccionales se pudo calcular también el módulo de Poisson. Estos ensayos se realizaron en probetas cilíndricas de 5 cm. de diámetro y 10 cm. de alto, utilizando una prensa servo asistida con control de carga constante en el tiempo, por lo que no se presentan las curvas en descarga. En la figura 4.3 se puede ver que la deformación de rotura es considerablemente menor que la deformación de rotura obtenida en los ensayos con medición a través de la prensa de carga.

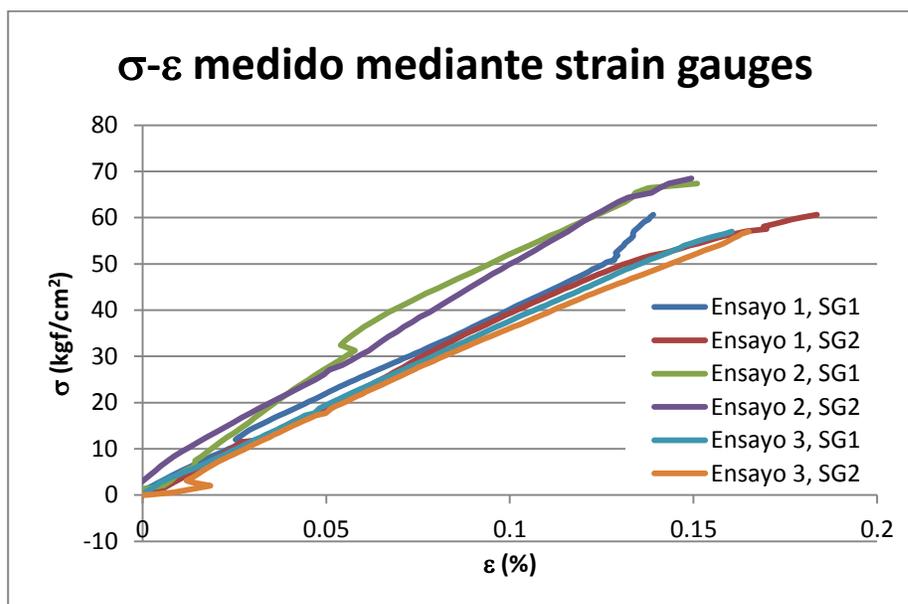


Figura 4.3. Curva tensión deformación obtenida mediante strain gauges.

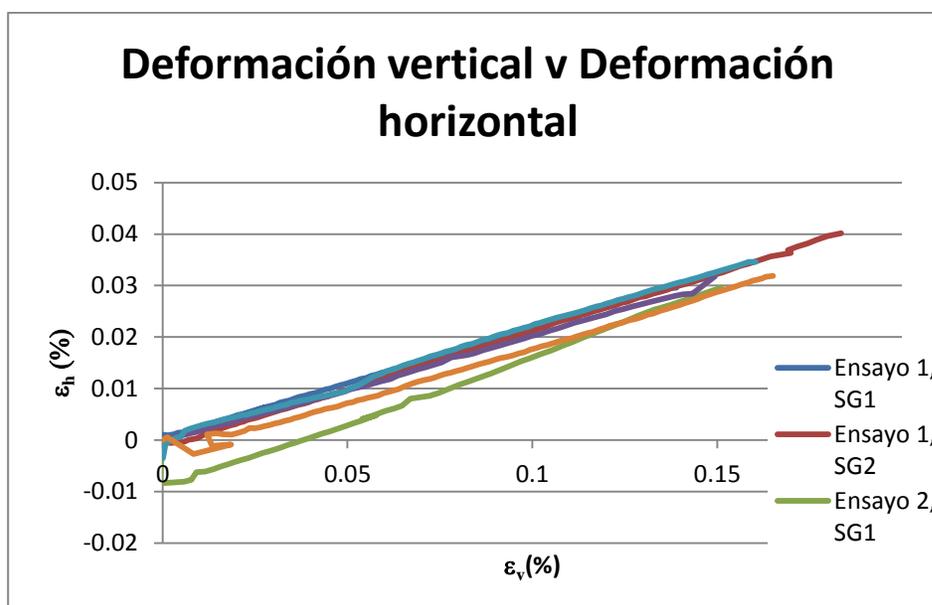


Figura 4.4 Curva deformación vertical deformación horizontal

Del gráfico de la figura 4.4, ajustando la recta que minimice los errores al cuadrado y se obtiene el módulo de Poisson para cada strain gauge, en este caso se obtuvo un módulo promedio de 0.23.

Finalmente, para estudiar el comportamiento del material en el tiempo, es decir establecer el tiempo de curado óptimo y comprobar que el comportamiento del material es estable una vez finalizado el curado, se realizaron ensayos de compresión simple a distintos tiempos, para probetas secadas en horno a 40°C. Los resultados de estos ensayos se presentan en la figura 4.5.

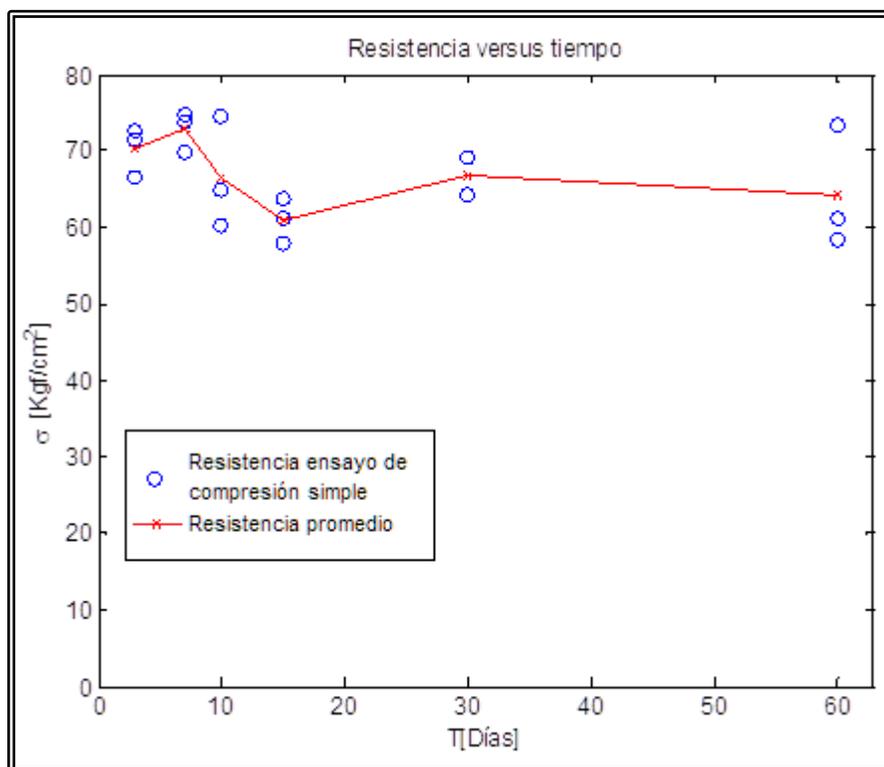


Figura 4.5 Efecto del tiempo en la resistencia.

En este gráfico, el tiempo es el tiempo desde la fabricación de la probeta. Aquí se aprecia que la variación de la resistencia en el tiempo es menor al 5%, pudiéndose en este caso asociar el cambio de resistencia a variabilidad del material más que al efecto del tiempo. Es importante notar se hicieron 3 mezclas, la primera se utilizó para los ensayos realizados a los 3 y a los 7 días, la segunda, para los ensayos a 10 y 15 días y la tercera para los ensayos a 30 y 60 días. Por lo que la mayor resistencia de

los 2 primeros ensayos y la menor resistencia de los dos siguientes, se puede explicar, probablemente, por el efecto de la mezcla y no por efecto del tiempo.

Se realizaron mediciones del peso de las probetas en el tiempo para poder relacionar la resistencia con la humedad de la probeta. En las figuras 4.6 y 4.7 se presenta el peso y humedad de las muestras en función del tiempo desde la fabricación de las probetas.

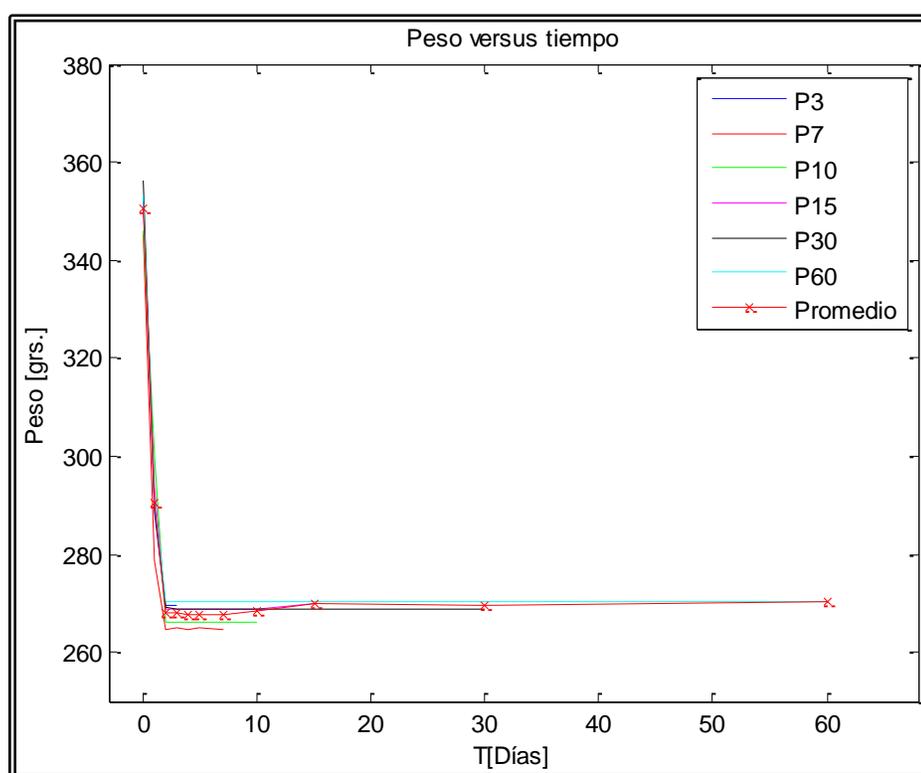


Figura 4.6 Efecto del tiempo en la masa de las probetas

Donde P3, P7, P10, P15, P30 y P60, son los promedios de los pesos de las probetas ensayadas a los 3, 7, 10, 15, 30 y 60 días desde la fabricación respectivamente. Se puede ver que, en probetas cilíndricas, de 5 cm. de diámetro y 10 cm de alto, a los 3 días desde la fabricación el peso se estabiliza completamente. Por lo tanto, la pérdida de agua por evaporación de la probeta ocurre en los 3 primeros días.

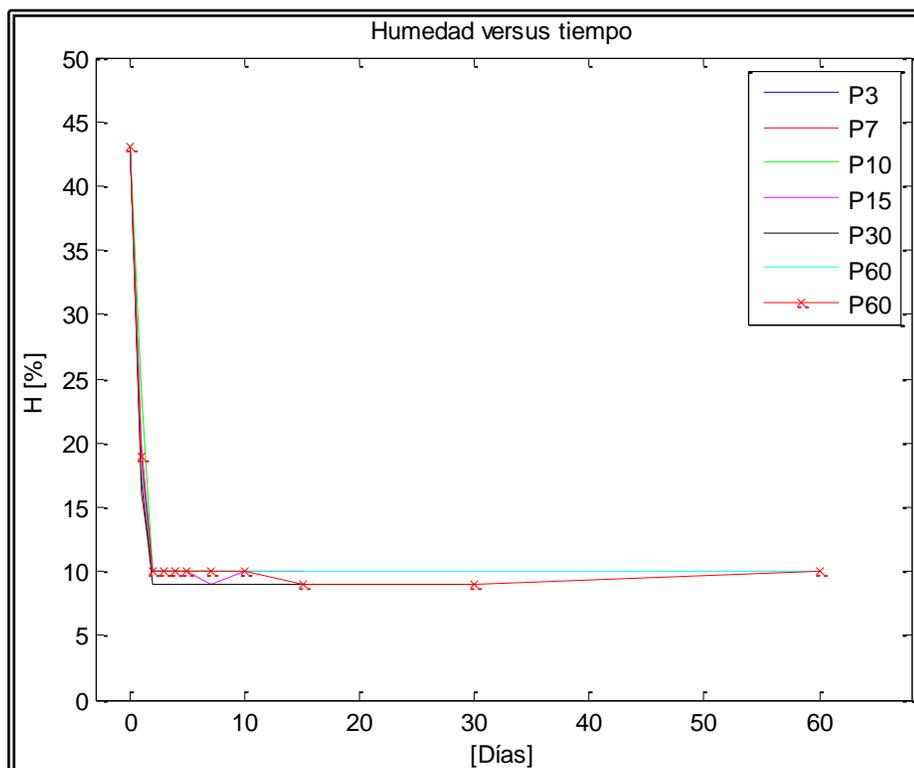


Figura 4.7 Efecto del tiempo en la humedad de las probetas

Calculando la humedad inicial en función de las proporciones de yeso, arena y agua utilizadas para fabricar la mezcla, y suponiendo que toda la disminución del peso de la probeta es por efecto de pérdida de agua en la probeta. Se puede calcular la humedad de las probetas en función del tiempo. Lógicamente, al igual que el peso, la humedad se estabiliza al tercer día de curado.

De este análisis, se puede concluir que la resistencia de este material depende de la humedad y no del tiempo. Por lo tanto, se puede despreciar el efecto por el tiempo de curado en la resistencia de la probeta.

Además, se concluye que un tiempo de curado de al menos 3 días en horno a 40°C resulta un curado adecuado para el material utilizado.

4.5 Validación del material utilizado

En vista de los resultados anteriores, el material empleado satisface los requerimientos requeridos para el material. En la tabla 4.8 se presentan los rangos requeridos y el valor obtenido.

Tabla 4.8 Requerimiento del material y propiedades obtenidas.

Propiedad	Requerimiento	Obtenido
ϵ_{ult} [1/1000]	1-5	3-5
E/σ_{ci}	250-500	403
σ_t/σ_{ci}	0.5-0.10	10
ϕ [°]	25 – 60	33
ν	0.1-0.3	0.23
ϕ_j	25-60	26
σ_{ci}	≈ 50	67

Además, se presentó como requerimiento una curva $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$ vs ϵ similar a las de una roca, lo cual se cumple, bastante bien por deformación de rotura, razón E/σ_{ci} y comportamiento frágil.

Se requería un tiempo de fraguado adecuado, obteniéndose un tiempo de que si bien depende de la temperatura oscila alrededor de 5 minutos, en cuanto al tiempo de curado es de 3 días, por lo tanto los 2 valores son aceptables.

La variabilidad resultó de un 10% y la mezcla no presentó problemas para pasar a través mallas finas.

Se puede, por lo tanto, concluir que el material utilizado es un material adecuado para representa bien a un material rocoso a escala de laboratorio.

5. ESTRUCTURAS

Para el desarrollo de esta investigación, se requiere generar estructuras reproducibles, con propiedades resistentes conocidas y menores a las propiedades resistentes del material intacto.

Durante el estudio, se pretende utilizar 2 tipos de estructuras con propiedades claramente distintas entre sí, para generar probetas biaxiales con dichas estructuras. Y de esta forma analizar el efecto de la resistencia de las estructuras en el modo de falla, resistencia y comportamiento en general de las probetas biaxiales.

La primera de las estructuras, será una estructura abierta, con espesor conocido y suficiente para que se mantenga abierta en condiciones de carga biaxial. La segunda de estas estructuras será generada a partir del material modelo y una malla, a través de la cual pasará una porción de lechada, así se genera una estructura con cohesión y fricción, pero con una resistencia menor a las del material intacto. Para determinar la malla a utilizar, para la fabricación de las estructuras, se fabricarán probetas para ensayos de corte directo utilizando 4 mallas con distintos espesores, tamaño de orificios y material. Estas probetas se ensayarán mediante ensayos de corte directo, para determinar las propiedades resistentes de cada una de las estructuras.

Las 4 mallas a utilizar, para fabricación de probetas de corte directo se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Mallas utilizadas para generar estructuras.

Malla	Forma vacíos	Material	Espesor
1	Rombos 2x2mm.	Plástico	1 mm.
2	Cuadrados 3x3mm	Metálica	<1 mm.
3	Cuadrados 4x4mm	Plástico	1,5 mm.
4	Cuadrados 5x5mm	Plástico	2,5 mm.

5.1 Ensayo experimental

Dado, que los resultados de los ensayos de corte directo dependen del nivel del esfuerzo normal aplicado, (un esquema del comportamiento corte vs esfuerzo normal se presenta en a figura a 5.1, figura copiada de “rocsience, Shear strength of discontinuities”), para caracterizar completamente las estructuras, se realizan ensayos de corte directo a bajo esfuerzo normal y a alto esfuerzo normal.

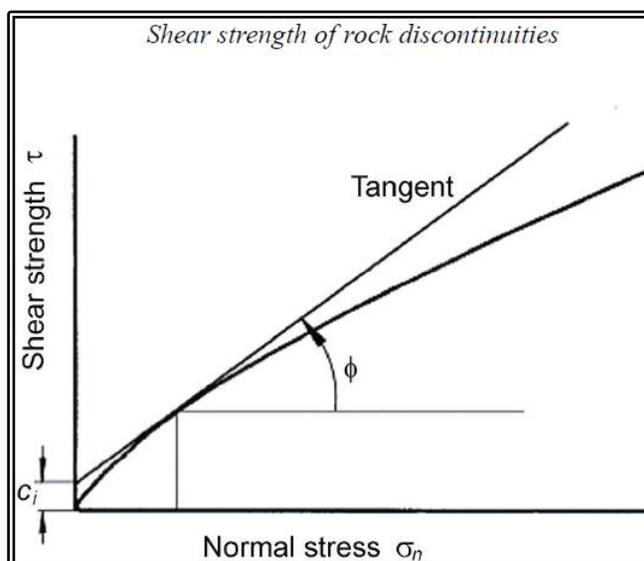


Figura 5.1 Esquema ideal de esfuerzo de corte v carga normal para un ensayo de corte.

Al igual que en ensayos triaxiales, en ensayos de corte directo se espera encontrar una disminución del ángulo de fricción y un aumento en la cohesión a medida que se aumenta el confinamiento.

5.3.1 Métodos de ensayo, validez, montaje, etc.

En principio, se pretende utilizar el equipo de corte en suelo para poder estimar las propiedades resistentes de las estructuras, pero dado que éste posee una capacidad de esfuerzos limitada, al nivel de utilidad en suelos, se debe emplear el equipo de corte en roca para los ensayos de mayor confinamiento.

Dado, que en este caso, se pretende estudiar el mecanismo de falla y la resistencia de un macizo rocoso con estructuras no persistentes, nos interesa en mayor medida evaluar la resistencia máxima de las estructuras. Por lo tanto, las resistencias al corte y parámetros que se verán en los siguientes subcapítulos se referirán a resistencia máxima o última de las estructuras. Dado que la resistencia medida es la resistencia última, se desprecia el efecto de la dilatación en la resistencia.

5.2 Construcción de probetas para ensayo de corte en roca

Para la fabricación de estructuras, que se ensayarán a corte directo con alto nivel de confinamiento se utilizaron como moldes, las bases utilizados en el ensayo de corte directo en rocas para encajonar la muestra, las cuales mediante placas de Tecnil se separaron 10 mm., dejando una abertura de 6.5x6.0 cm. o 4x4 cm. donde se ubica la malla a través de la cual pasa la lechada. Ver anexo 1 para imágenes de la fabricación. En la figura 5.2 se presentan vistas en corte y en planta de un modelo de probeta utilizada para medir la resistencia de las estructuras.

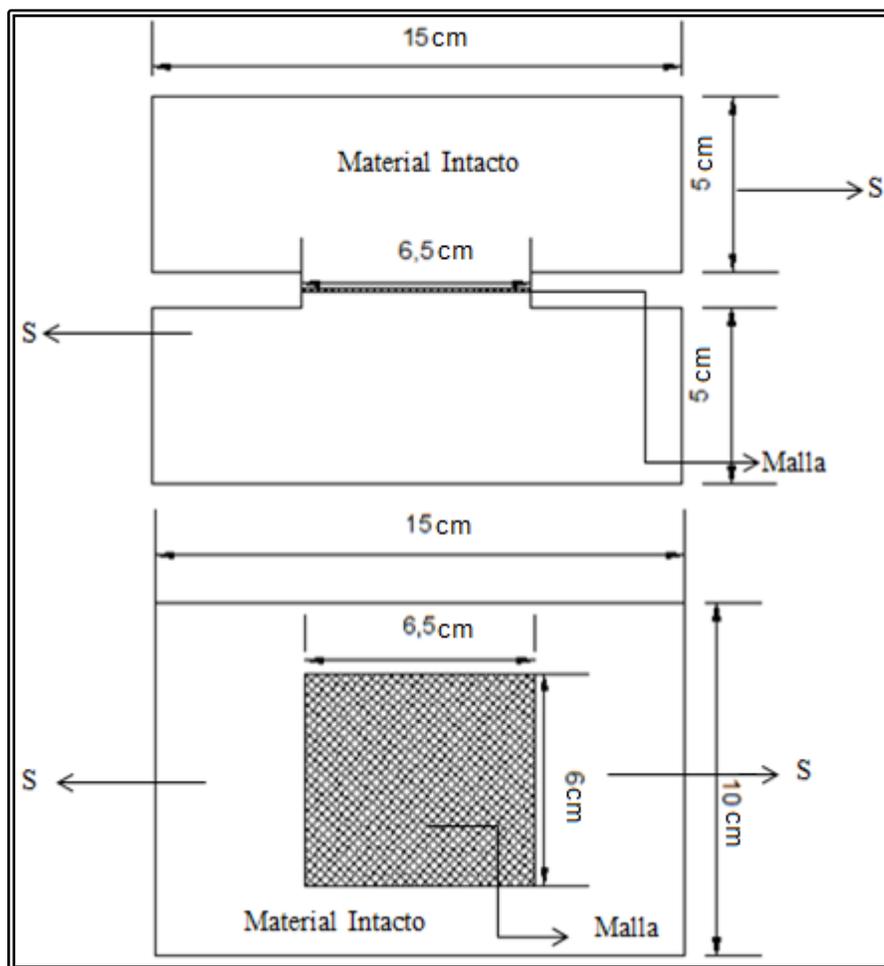


Figura 5.2 Esquema probetas para ensayo de corte rocas.

Para la fabricación probetas de estructuras para ensayar, al corte con tensión normal baja, se utilizan moldes especiales diseñados para este fin, diseñados para que las probetas calcen en el sector de ensayo del equipo de corte en suelo. Las probetas en este caso son de 6x6x2 cm., se introduce una malla en la mitad de la altura, ensayándose al corte un plano de 6x6 cm. donde se encuentra la malla a través de la cual pasó lechada formando material intacto. En la figura 5.3, se presentan vistas en corte y en planta de un modelo de probeta utilizada para medir la resistencia de las estructuras.

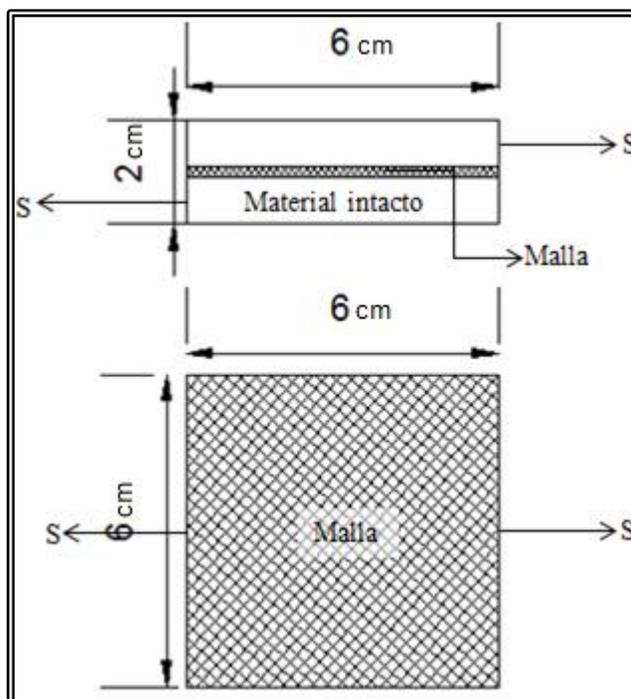


Figura 5.3 Esquema probeta de corte directo de bajo confinamiento.

5.3.2 Ensayos de tensión normal baja

Para el ensayo de corte, con carga normal baja se utilizó el equipo de corte directo para suelos, este equipo cuenta con un sistema de adquisición de datos automático, una celda de carga, y medición de deformación en función del desplazamiento efectuado por el actuador.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de estos ensayos en probetas con cada una de las mallas.

Malla 1)

Para la malla 1, se realizaron 8 ensayos de corte directo con bajo esfuerzo normal, los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 1 con tensión normal baja.

Tensión normal σ_n (Kgf/cm ²)	Tensión corte máxima τ_{max} (Kgf/cm ²)
0.5	7.44
1.0	7.82
1.5	9.55
2.0	9.44
1.0	7.51
2.0	9.11
2.6	10.20
3.1	11.36

Una representación gráfica de estos resultados y la recta de mejor ajuste a ellos se presentan en la figura 5.4.

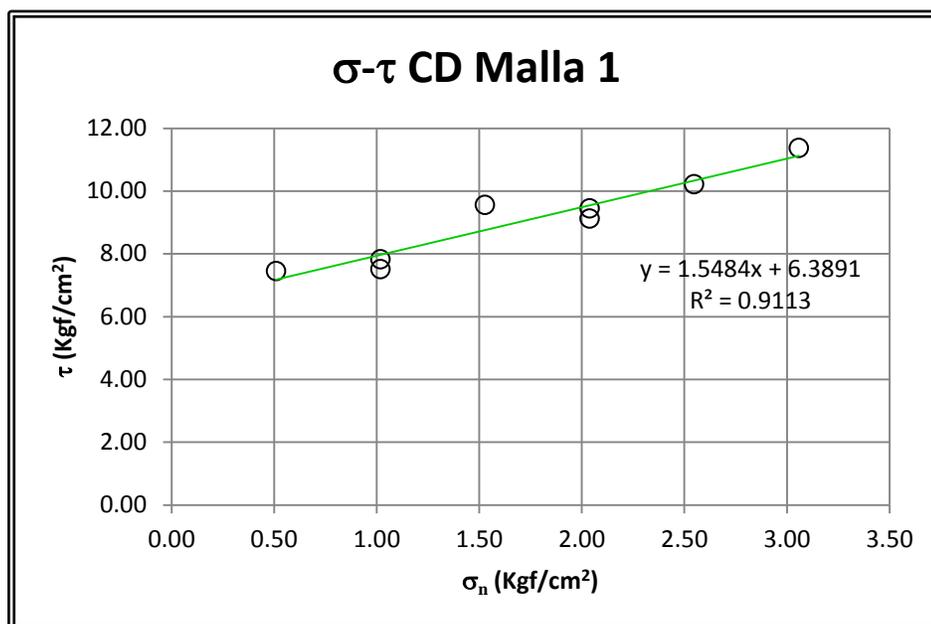


Figura 5.4 Resultados ensayos de corte directo estructura rellena malla 1 tensión normal baja.

De esta forma, se obtienen las propiedades resistentes de las estructuras, generadas con esta malla, estas propiedades se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Propiedades resistentes estructura rellena malla 1 a carga normal baja.

$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	6.4
$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	57

Malla 2)

Para la malla 2, se realizaron 7 ensayos de corte directo con esfuerzo normal bajo, los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 2 con tensión normal baja.

Tensión normal σ_n (Kgf/cm ²)	Tensión corte máxima τ_{max} (Kgf/cm ²)
0.5	6.5
1.0	8.5
1.5	8.0
1.0	6.2
1.0	6.3
2.0	10.4
2.5	12.3

Un gráfico $\sigma - \tau$ de estos resultados y la recta de mejor ajuste a ellos presentan en la figura 5.5.

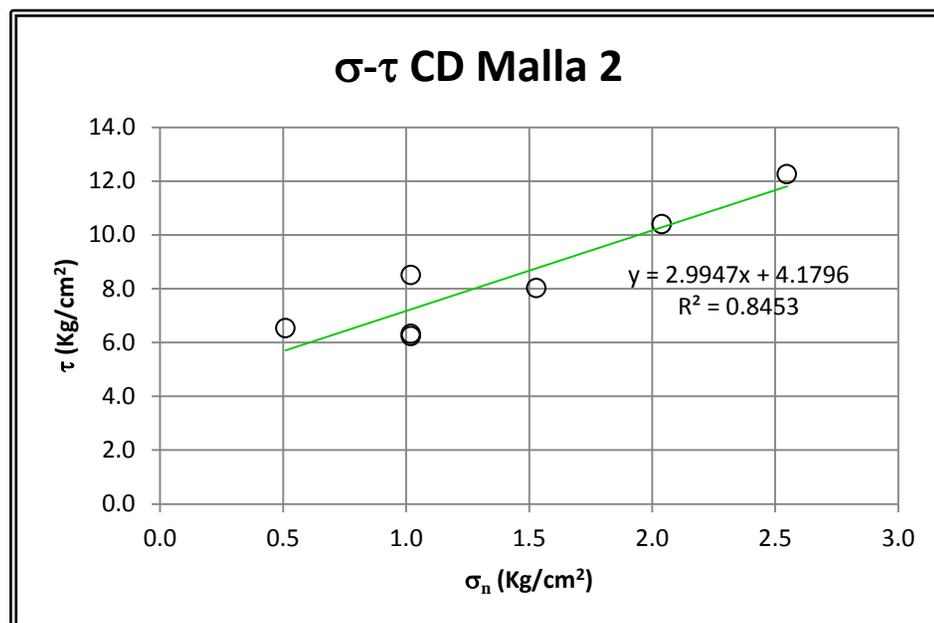


Figura 5.5 Resultados ensayos de corte directo estructura rellena malla 2 tensión normal baja.

De la recta de mejor ajuste presentada en este gráfico, se derivan las propiedades resistentes de las estructuras generadas con la malla 2. Éstas se presentan en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Propiedades resistentes estructura rellena malla 2 a carga normal baja.

$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	3.8
$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	72

Malla 3)

Para la malla 3 se realizaron 9 ensayos de corte directo con bajo esfuerzo normal, los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 3 con tensión normal baja.

Tensión normal σ_n (Kgf/cm ²)	Tensión corte máxima τ_{max} (Kgf/cm ²)
0.5	6.9
1.0	8.0
1.5	10.4
1.5	10.7
2.0	10.7
2.5	11.3
2.5	11.8
3.1	13.2
3.1	13.3

Graficando estos resultados y ajustando la recta de mejor ajuste, se obtiene el gráfico que se presenta en la figura 5.6.

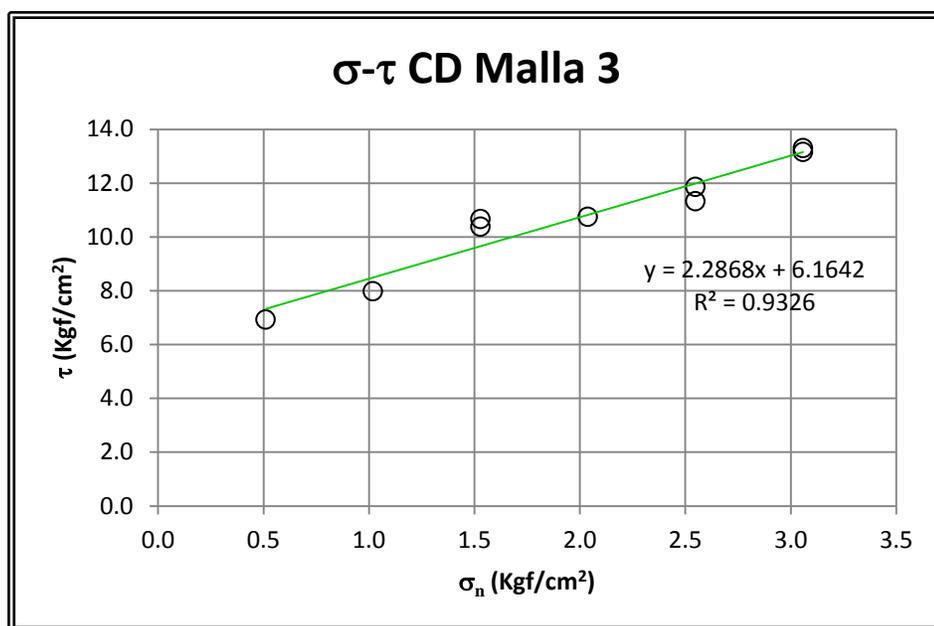


Figura 5.6 Resultados ensayos de corte directo estructura rellena malla 3 tensión normal baja.

De aquí, se obtienen las propiedades resistentes de las estructuras generadas con la malla 3, éstas que se presentan en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Propiedades resistentes estructura rellena malla 3 a carga normal baja.

$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	6.1
$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	66

Malla 4)

Para la malla 4 se realizaron 4 ensayos de corte directo con bajo esfuerzo normal, los resultados de estos ensayos se presentan en la tabla 5.8.

Tabla 5.8 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 4 con tensión normal baja.

Tensión normal σ_n (Kgf/cm ²)	Tensión corte máxima τ_{max} (Kgf/cm ²)
0.5	7.0
1.0	7.9
1.5	8.7
2.0	9.3

Graficando y ajustando la recta de mejor ajuste se obtiene:

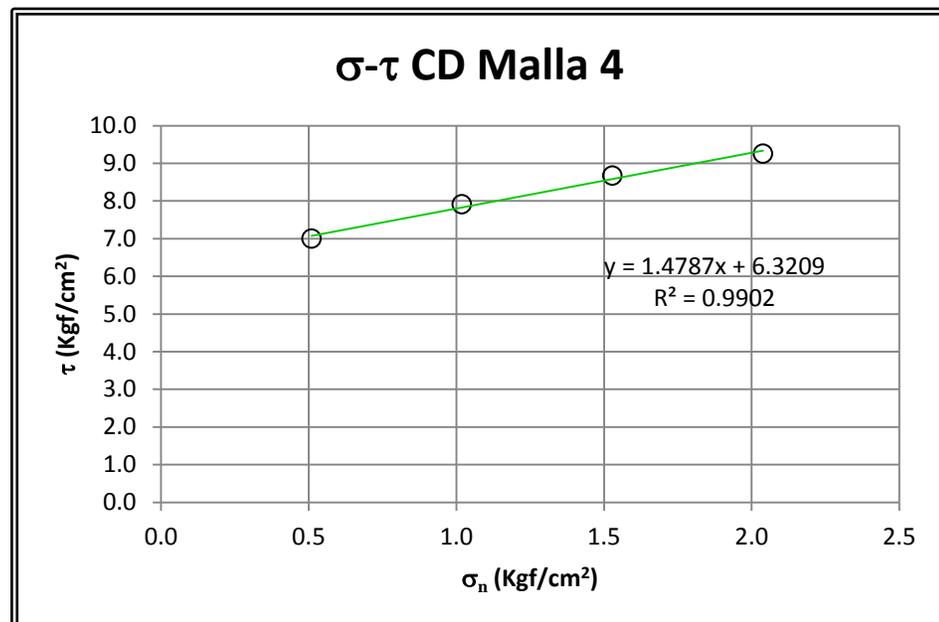


Figura 5.7 Resultados ensayo de corte directo estructura rellena malla 4 tensión normal baja.

De aquí, se pueden calcular las propiedades resistentes de las estructuras generadas con la malla 4, éstas se presentan en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Propiedades resistentes estructura rellena malla 4 a carga normal baja.

$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	6.3
$\phi (^{\circ})$	56

En resumen, las propiedades de las estructuras determinadas a partir de ensayos de corte directo, utilizando el equipo de suelo, con tensiones normales bajas se obtuvieron los resultados presentados en la 5.10.

Tabla 5.10 Propiedades resistentes estructuras rellenas a carga normal baja.

Malla 1	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	6.4
	$\phi (^{\circ})$	57
Malla 2	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	3.8
	$\phi (^{\circ})$	72
Malla 3	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	6.1
	$\phi (^{\circ})$	66
Malla 4	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	6.3
	$\phi (^{\circ})$	56

Salta a la vista, de forma inmediata, que los resultados no son adecuados para la caracterización de las estructuras, esto se debe a que el rango de confinamiento empleado es muy bajo, el rango de tensiones normales propuesto por Barton (1973) para aplicaciones prácticas es:

$$\sigma_n \rightarrow \left(\phi_r + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) > 70 \right) < \sigma_n < JCS$$

En este caso, dado que el valor máximo del ángulo de fricción que se puede desarrollar, es el del material intacto, y el valor de JCS es conocido y el de JRC se puede estimar. El rango de aplicabilidad de tensión normal que aplica en este caso es:

$$1.83 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_n < 68 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el rango de tensiones normales utilizado no corresponde a un valor adecuado para hacer una definición formal de las propiedades de las estructuras, pero se reportan estos valores, ya que pueden ser de utilidad en la interpretación de los resultados de los ensayos biaxiales.

También, se debe notar que los valores obtenidos dentro de este rango, predicen resistencias de las estructuras considerablemente menores que las del material intacto, cuyas propiedades se presentaron en la tabla 4.8.

5.3.3 Ensayos de corte directo con tensión normal alta

Para el ensayo de corte con tensión normal alta, se utilizó el equipo de corte directo para rocas del laboratorio de Geotecnia Experimental. Este equipo no cuenta con ningún tipo de medición de carga ni deformaciones, por lo que se utilizó una celda de carga para la medición de fuerzas, 1 transductor tipo LTVD para medición de desplazamientos verticales y 2 transductores tipo LTVD para medición de desplazamientos horizontales. Se utilizaron 2 transductores para la medición de desplazamientos horizontales para corregir el efecto de las rotaciones en la probeta al momento de romperse. Un esquema del equipo se presenta en la figura 5.8.

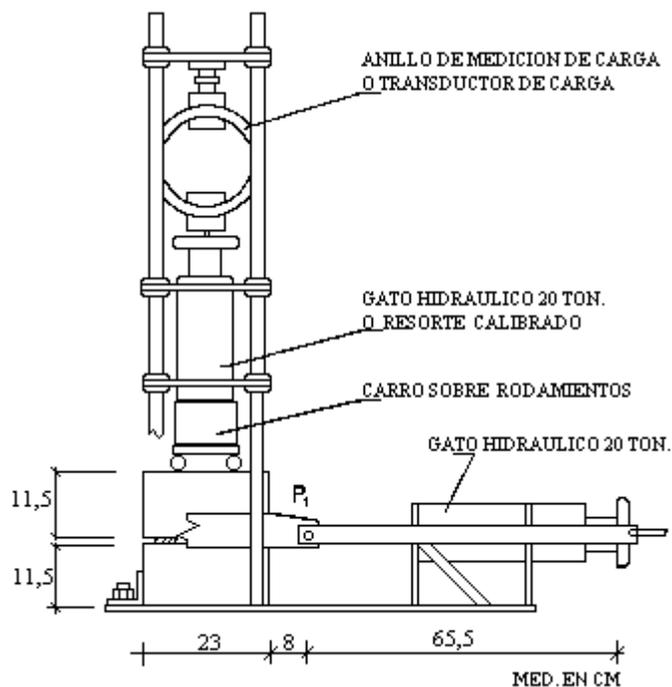


Figura 5.8 Esquema equipo de corte directo para rocas.

En los siguientes párrafos se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de cada una de las mallas.

Malla 1)

Se realizaron 6 ensayos de corte, obteniendo los resultados que se presentan en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 1 con tensión normal alta.

Malla 1	
σ_n $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	τ_n $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
16,18	19,56
14,63	18,44
25,94	23,72
4,75	14,51
12,20	18,84
10,25	16,02

Notas:

σ_n = presión normal (Usar letras latinas mayúsculas para fuerzas)

τ_m = máxima tensión de corte

Graficando los resultados obtenidos en estos ensayos y trazando la recta de mejor ajuste, se obtienen los resultados ilustrados en la figura 5.9.

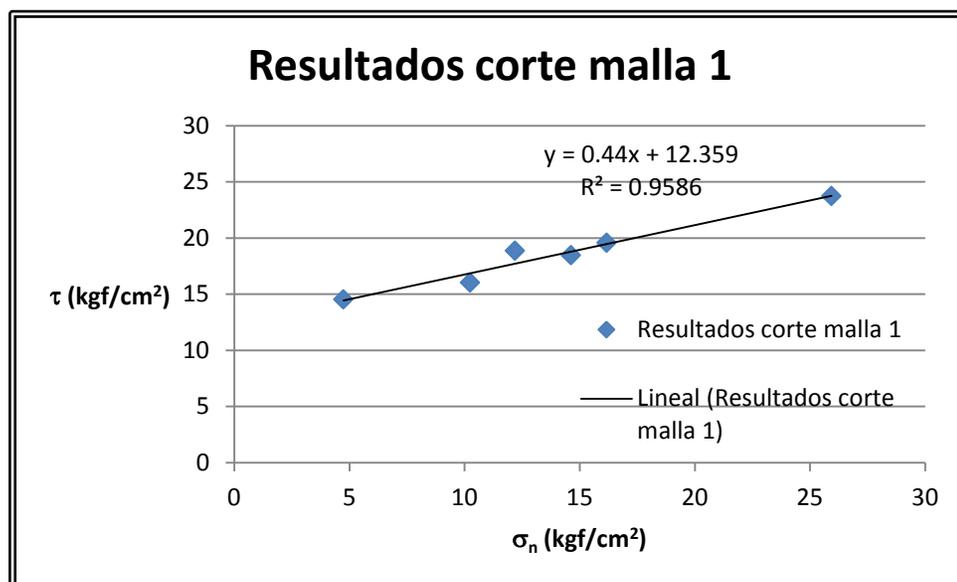


Figura 5.9 Resultados ensayos de corte directo con tensión normal alta, estructura rellena malla 1.

Con estos resultados se obtiene:

$$c' = 12.45 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi' = 24^\circ$$

Malla 2)

Se realizaron 4 ensayos de corte directo, obteniendo los resultados que se presentan en la 5.12.

Tabla 5.12 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 2 con tensión normal alta.

Malla 2	
σ_n $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$	τ_n $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
9.14	19.38
11.80	20.56
7.75	17.77
6.25	16.31

Graficando, los resultados obtenidos en estos ensayos y trazando la recta de mejor ajuste se obtienen los resultados ilustrados en el gráfico que se presenta en la figura 5.10.

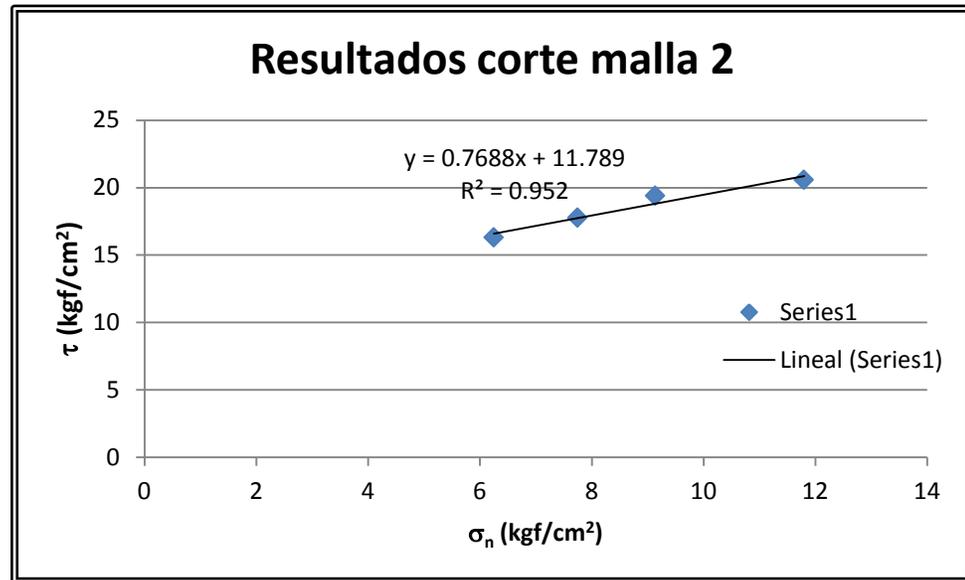


Figura 5.10 Resultados ensayos de corte directo con tensión normal alta, estructura rellena malla 2.

Con estos resultados se obtiene:

$$c' = 11.78 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi' = 38^\circ$$

Si bien, en este caso se hicieron relativamente pocos ensayos, se obtuvo una correlación muy buena. La cual, muestra una tendencia clara en que el valor de ϕ' es mayor en la estructura que en el material intacto, por lo que no se podrá utilizar como estructura para los ensayos de compresión biaxial, ya que para esta investigación, se requiere una estructura de menor resistencia que el material intacto. El aumento en el ángulo de fricción se puede explicar principalmente por qué la malla, al ser metálica, es muy rígida y resistente, por lo que gran parte de la fuerza se transmitirá a través de la malla y no por el material de relleno.

Malla 3)

Se realizaron 6 ensayos de corte directo, obteniendo los resultados que se presentan en la tabla 5.13.

Tabla 5.13 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 3 con tensión normal alta.

Malla 3	
σ_n $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	τ_n $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$
14.51	17.90
5.15	11.56
12.20	16.85
6.26	12.94
7.76	13.72
9.26	13.28

Graficando estos resultados y trazando la recta de mejor ajuste, se obtiene el gráfico ilustrado en la figura 5.11.

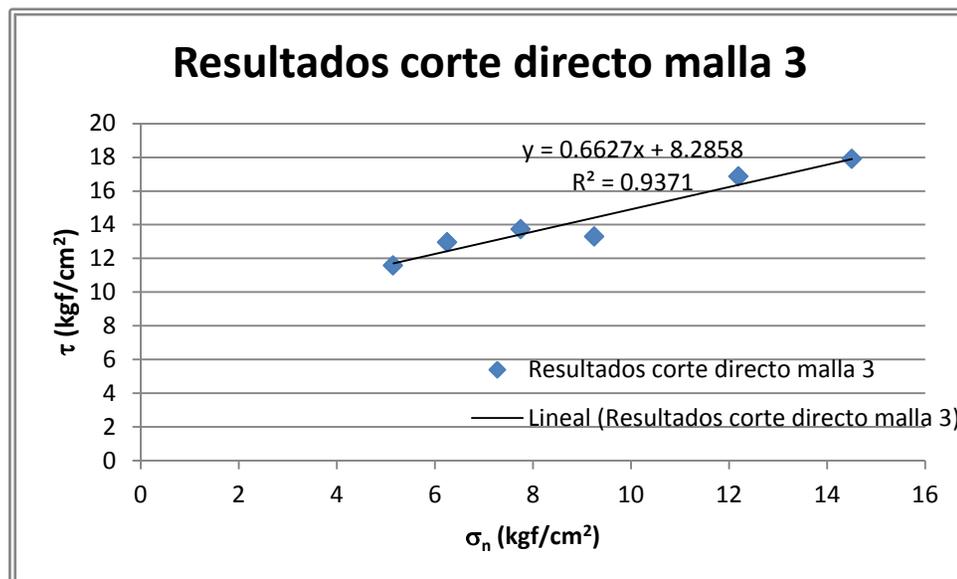


Figura 5.11 Resultados ensayo de corte directo con tensión normal alta, estructura rellena malla 3.

Con estos resultados se obtiene:

$$c' = 8.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi' = 33^\circ$$

Malla 4)

Se realizaron 7 ensayos de corte en roca a distintos valores de presión normal, obteniendo los resultados que se presentan en la tabla 5.14.

Tabla 5.14 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 4 con tensión normal alta.

Malla 4	
σ_n $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	τ_n $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$
4.76	11.01
6.78	12.27
7.76	12.78
9.26	19.80
10.29	15.73
10.29	13.67
11.79	20.32

Graficando los resultados obtenidos en estos ensayos y trazando la recta de mejor ajuste, se obtienen los resultados ilustrados en la figura 5.12.

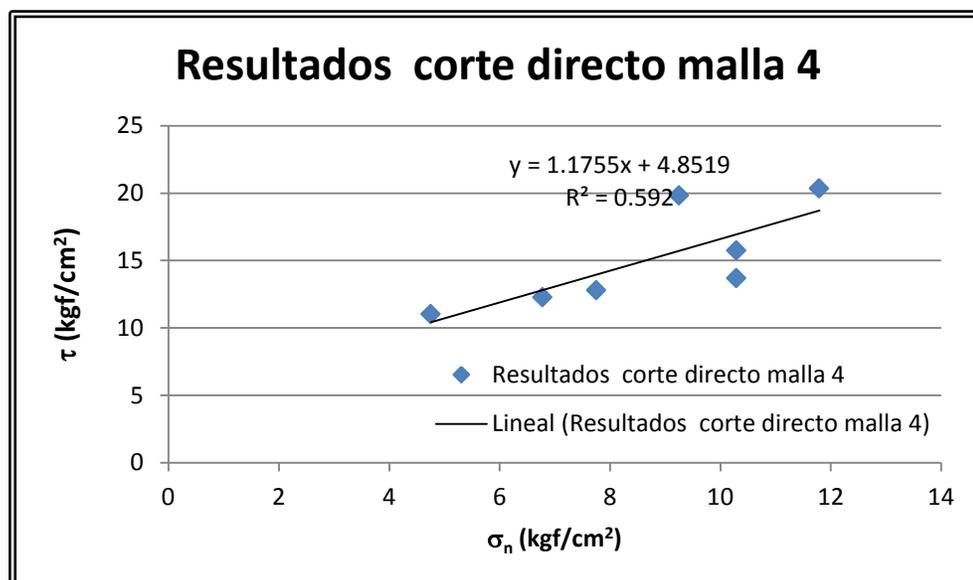


Figura 5.12 Resultados ensayo de corte directo con tensión normal alta, estructura 4.

En este caso, no se obtuvo una buena correlación como en los casos anteriores, así como tampoco se obtuvo un resultado convincente, por el elevado ángulo de fricción, pero se aprecia claramente la presencia de 2 datos que se encuentran fuera de la tendencia, valores atípicos (“outliers”), los cuales no serán considerados para el análisis.

Tabla 5.15 Resultados ensayos de corte estructura rellena malla 4 con tensión normal alta sin valores atípicos.

σ_n $\left[\frac{kg}{cm^2}\right]$	τ_n $\left[\frac{kg}{cm^2}\right]$
4.75	11.00
6.77	12.26
7.75	12.78
10.29	15.73
10.29	13.67

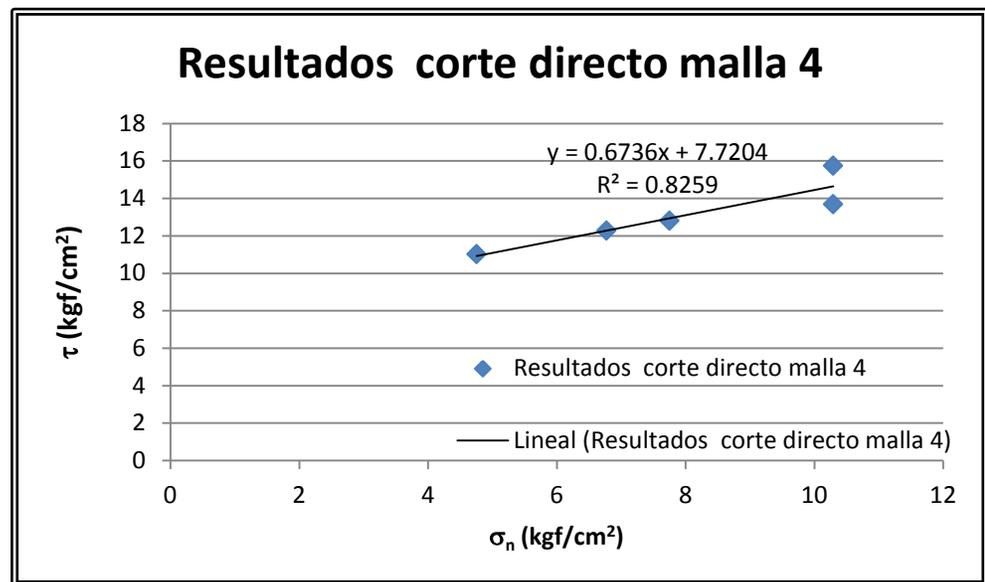


Figura 5.13 Resultados ensayos de corte directo con tensión normal alta, estructura rellena malla 4 sin valores atípicos.

Por lo tanto para este tipo de estructuras se obtiene:

$$c' = 7.7 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi' = 34^\circ$$

Como conclusión, de esta serie de ensayos, se puede decir que los resultados son coherentes con los valores esperados, por lo que se comprueba que el rango de tensiones normales utilizado es correcto.

El resumen de las propiedades para cada una de la estructuras se presenta en la tabla 5.16.

Tabla 5.16 Propiedades resistentes estructuras cerradas a partir de ensayos de corte con tensión normal alta.

Malla 1	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	12.5
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	24
Malla 2	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	11.8
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	38
Malla 3	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	8.2
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	33
Malla 4	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	7.7
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	34

5.3 Estructuras definitivas y propiedades.

En resumen, las propiedades de las estructuras, obtenidas a partir de los ensayos de corte directo tanto de bajo, como alto confinamiento se presentan en la tabla 5.17.

Tabla 5.17 Resumen de propiedades resistentes estructuras cerradas.

	Parámetro	σ_n adecuado	σ_n bajo
Malla 1	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	12.5	6.4
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	24	57
Malla 2	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	11.8	3.8
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	38	72
Malla 3	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	8.2	6.1
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	33	66
Malla 4	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	7.7	6.3
	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	34	56

Dados estos resultados, se escoge la malla 1 como la más adecuada para fabricar las discontinuidades, por lo tanto, ésta será empleada para fabricar las estructuras no persistentes que serán probadas en el ensayo biaxial.

Para este tipo de estructuras, se realizaron además de ensayos de corte directo con esfuerzo normal alto con probetas de 6.5x6 cm., ensayos de corte directo con probetas de 4x4 cm. Para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a un esfuerzo normal aún mayor. En la figura 5.14, se presentan las curvas τ vs ϵ (donde ϵ se define como desplazamiento dividido por el largo inicial) de los ensayos de corte directo, es importante notar que estos no son los gráficos utilizados normalmente para ensayo de este tipo, normalmente se utilizan gráficos τ vs δ (donde δ corresponde al desplazamiento). En este caso se presentan de esta forma, dado que las estructuras están selladas, por lo tanto tienen efecto de cohesión y fricción y se utilizaron distintos tamaños de probetas por lo tanto no serían comparables si utilizamos gráficos de ese tipo, sin embargo los gráficos τ vs δ para cada una de las probetas se presentan en los anexos.

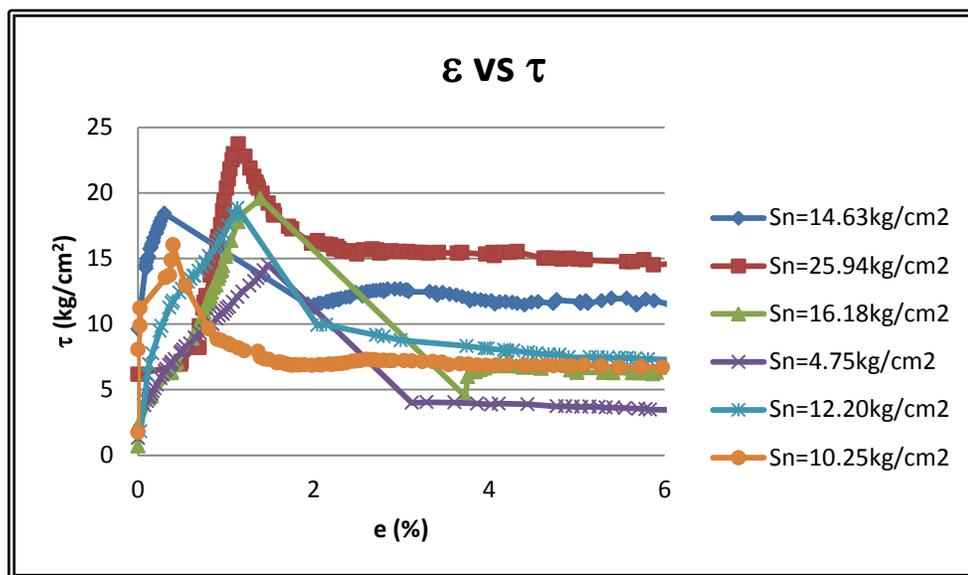


Figura 5.14 Ensayo corte deformación estructura 1.

Dado, que los ensayos en sí, presentan variabilidad en cuanto al inicio de la toma de mediciones, ya que es prácticamente imposible iniciar la medición a igual tensión de corte, y que el acomodo de la probeta y las celdas que se utilizan para sostener un lado de la probeta y desplazar el otro, es distinto en cada ensayo se realizó una normalización a los resultado de los ensayos.

Para la corrección de los ensayos se calculó el módulo de elasticidad del 50% de la tensión máxima (E_{50}), se trazó una recta desde el punto la tensión de corte máxima hasta el eje donde $\tau = 0$ y se desplazó la curva completa de forma que coincidiera $\tau = 0$ con $\epsilon = 0$ para todas las curvas. Las curvas normalizadas se presentan en el gráfico de la figura 5.15.

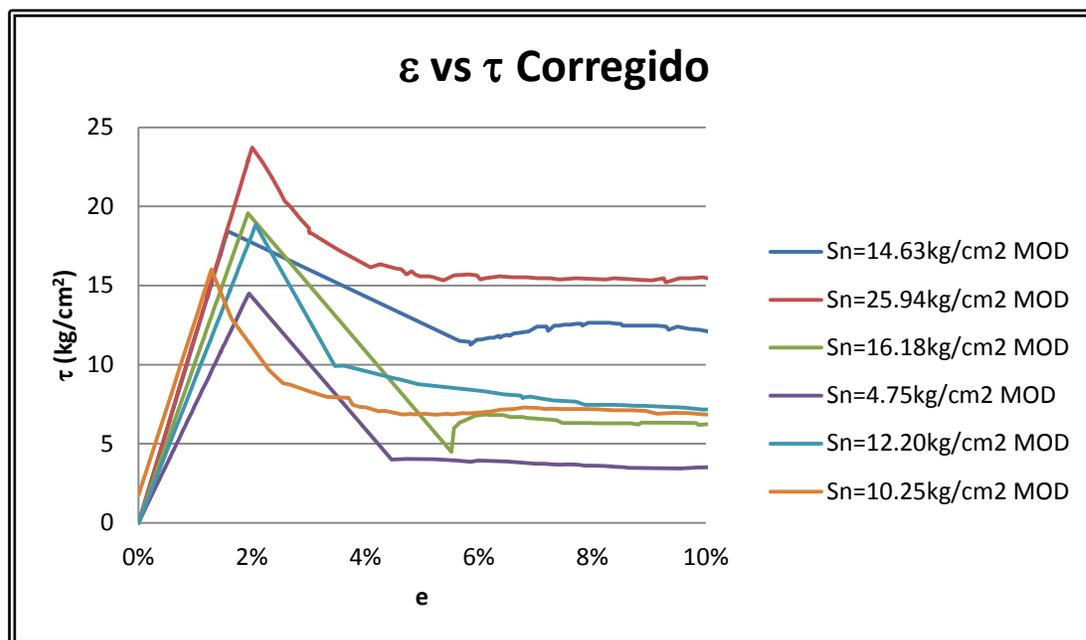


Figura 5.15 Ensayo corte deformación normalizado estructura 1.

Es importante notar que la deformación de rotura de las estructuras resultó ser considerablemente mayor que la deformación de rotura del material intacto, siendo la del material intacto alrededor de 0.75% y la de las estructuras de 2%, en este caso es esperable encontrar un valor similar, ya que el material que rellena las estructuras es el mismo material intacto, esta diferencia se le atribuye principalmente al ensayo ya que en este caso se está probando al corte mientras que en el otro caso a compresión simple, además en el ensayo de corte la probeta sufre muchas deformaciones y acomodados que son muy difíciles de medir, mientras que en el ensayo de compresión simple se mide directamente la deformación sobre la probeta.

A partir de estas curvas, se obtiene el ángulo de fricción residual de las estructuras. Y a partir de las curvas de deformación horizontal versus deformación vertical, se obtiene la dilatación, estos resultados se presentan en la tabla 5.18.

Tabla 5.18 Resistencia residual y dilatación estructura rellena malla 1.

$\sigma_n \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	$\tau_{res} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	Dilatancia (i)
16,18	6,25	1,97
14,63	11,92	2,04
25,94	15,41	5,25
4,75	3,67	0,66
12,2	7,73	1,57
10,25	7,17	0,54

Graficando y trazando la recta de mejor ajuste, a los valores residuales, se obtiene el gráfico que se presenta en la figura 5.16.

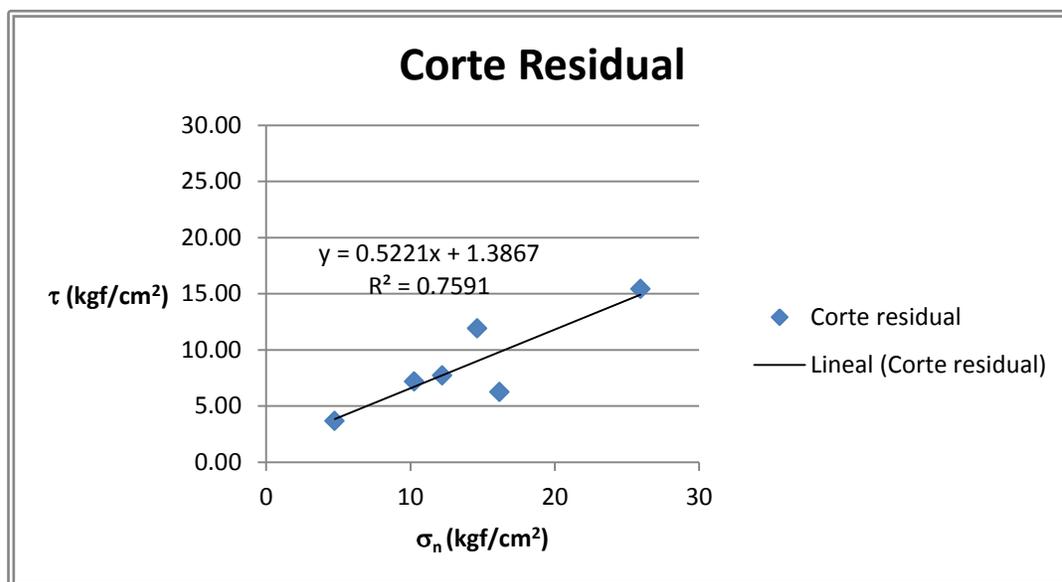


Figura 5.16 Esfuerzo de corte residual estructura 1.

Considerando estos resultados y una dilatación promedio de 2 grados, se obtienen los parámetros residuales que se presentan en la tabla 5.19.

Tabla 5.19 Propiedades resistentes residuales estructura 1.

$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	1,39
ϕ (°)	25

En estos resultados destaca el ángulo de fricción, dado que es un poco más alto que el ángulo de fricción de la estructura cerrada, se presume que este resultado es

producto principalmente de dos factores: el efecto de la malla que se encuentra en el interior de la estructura, ya que, una vez rota la probeta, ésta se sigue extendiendo y al efecto de la excentricidad que genera en el equipo de corte directo, ya que la carga no logra ser completamente paralela a la estructura, siendo en todos los casos inclinada hacia abajo.

Por lo tanto, en consideración de los resultados de los resultados presentados en este capítulo se acepta que, utilizando la malla 1 se obtienen estructuras reproducibles, con variabilidad aceptable, con propiedades resistentes conocidas y que además son significativamente menores que la del material intacto (ver tabla 5.20). Por lo tanto, la resistencia, en un estado triaxial de tensiones, es menor en la estructura que el material intacto.

Tabla 5.20 Comparación propiedades resistentes material intacto y estructura.

	$c \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)$	ϕ (°)
Mat intacto	19.20	33
Estructura	12.45	23

6. PREPARACIÓN, INSTRUMENTACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS BIAXIALES

En este capítulo se revisarán las generalidades del ensayo biaxial, el montaje, sus limitaciones, la fabricación de probetas y finalmente, los ensayos con $\sigma_2 = 0$ y la definición de geometrías para los ensayos biaxiales con fracturas no persistentes.

6.1 Montaje experimental

En esta investigación, para el desarrollo de los ensayos biaxiales, se utilizó un marco de carga de 110 cm de largo y 115 cm de ancho compuesto por perfiles metálicos de sección I de 20 cm de alto y con una capacidad de carga de 10 toneladas aplicadas en la mitad del vano en cada dirección, un esquema y una foto del marco se presentan en la figura 6.1 (a) y (b) respectivamente. En el interior del marco se colocaron elemento para aplicación y medición de carga. Para la aplicación de carga se utilizaron dos gatos hidráulicos, uno con capacidad 20 toneladas que se utilizó para la carga principal y uno de 5 toneladas que se utilizó para la aplicación de carga de confinamiento. Para la medición de la fuerza aplicada, se utilizaron dos celdas de carga, con las mismas capacidades que los gatos hidráulicos. Para la medición de deformaciones se utilizaron 5 transductores de tipo LTVD, 2 de ellos se utilizaron para la medición de deformaciones en el sentido de la tensión principal mayor, 2 para las mediciones en el sentido de la tensión de confinamiento y 1 para medir las deformaciones en forma paralela a los conjuntos de estructuras. Además, se utilizó un sistema de poleas, con la doble finalidad de poder medir las deformaciones directamente con cada transductor, y de medirlas fuera del área en que la rotura de la probeta podría dañar los equipos. El sistema de poleas empleado se presenta en

detalle en la figura 6.2, éstas se pueden ver en la parte superior de la probeta. Para la aplicación de la carga se utilizó un sistema de placas metálicas de modo que tanto la carga normal como el confinamiento se distribuyeran de forma uniforme en toda la probeta, ver figura 6.3.

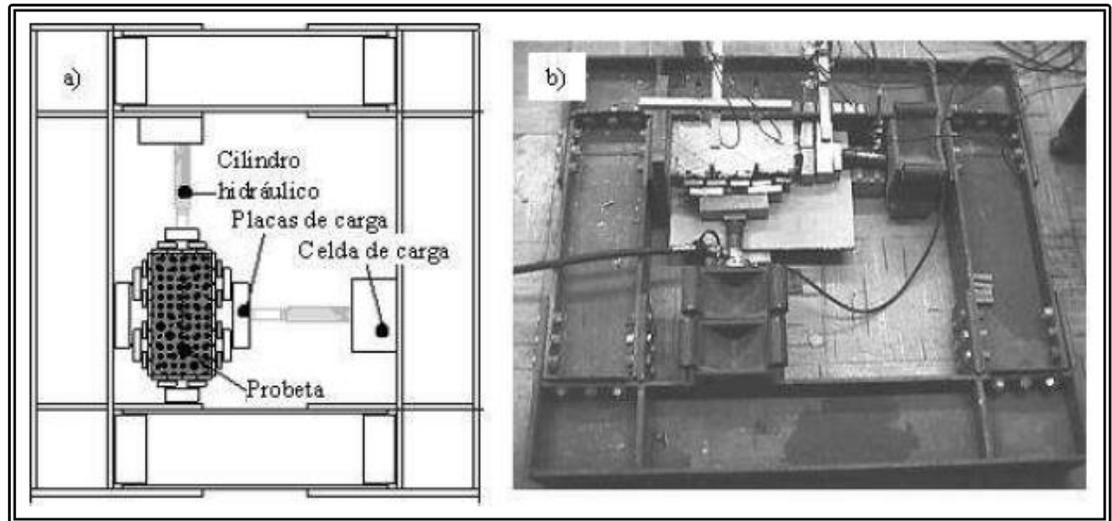


Figura 6.1 (a) Esquema ensayo de compresión biaxial (b) imagen completa marco de carga y montaje de probeta.

En la figura 6.2 se presenta una vista superior de una probeta ensayada con medición de 5 deformaciones, 2 verticales, 2 horizontales y una en el sentido de las estructuras.

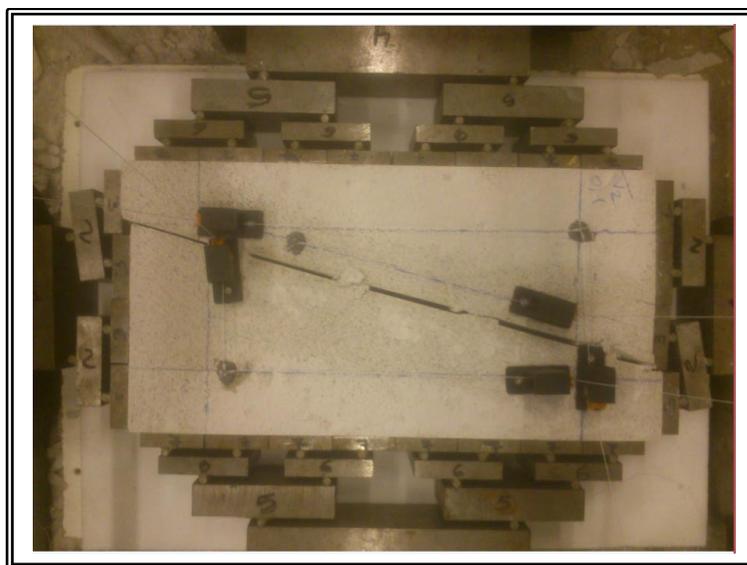


Figura 6.2 Probeta post-ensayo con poleas para medición de deformaciones

En la figura 6.3 se presenta una vista en planta de una probeta antes de ser ensayada, se puede ver el detalle de las placas de carga, entre la cuales debe existir una pequeña separación para permitir la rotación de estas.



Figura 6.3 Detalle montaje de probeta con placa de carga y 2 poleas.

Para la adquisición de datos se utilizó un “data logger” tipo TDS del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica. Una fotografía del sistema completo de ensayo se presenta en la figura 6.4.



Figura 6.4 Deposición general de ensayo, marco de carga, transductores de desplazamiento y equipo de toma de datos

6.2 Limitaciones

La principal limitación, en este caso, es que el sistema de medición de deformaciones resultó ser muy complejo y muy flexible. La complejidad, en este caso, es una limitación por que, dado el gran número de poleas, transductores e hilos que se utilizaron, introdujo muchas fuentes de error en la medición de deformaciones, los cuales podían provenir de muchas fuentes distintas. Por ejemplo problemas con la rotación de poleas, hilos impedidos de desplazarse, etc. Por otro lado, al ser un sistema en gran parte compuesto por hilos, resultó ser muy flexible, lo que implicó el impedimento de medir deformaciones durante la descarga.

Otra limitación importante de este montaje, es la imposibilidad de disminuir el efecto de borde (roce y efecto de giros) de las placas metálicas mediante la cuales se transmite la carga a la probeta.

Otra limitación del montaje es, el efecto del roce de la probeta con la base de ensayo, si bien se utilizó como base para realizar el ensayo una plancha de teflón, la cual tiene un coeficiente de roce muy bajo, tanto con la probeta como con las placas metálicas, produce una disminución de tensiones al interior de la probeta, ya que, parte de las tensiones se transmiten, por roce, a la base de ensayo. Lo ideal sería realizar este ensayo sobre el aire, pero no es posible realizarlo así por los implementos, la disposición del ensayo y las dimensiones del ensayo.

6.3 Características, fabricación y preparación de las probetas

Para los ensayos biaxiales, se utilizaron probetas prismáticas de 30 centímetro de largo, 15 centímetros de ancho y 5 centímetro de espesor.

Para la fabricación de las probetas, se mezcla el yeso con la arena en seco, una vez que se consigue una mezcla homogénea, se vierte el agua, luego, se bate manualmente hasta eliminar todos los grumos de yeso. Este proceso es muy importante, ya que el yeso es muy sensible a la preparación. Una vez conseguida una pasta homogénea, se vierte sobre el molde. Luego, se procede a fabricar las estructuras, ya sea, mediante la colocación de mallas, para las estructuras cerradas, o introduciendo láminas de Tecnil de 0.4 centímetros de espesor y 5 centímetros de largo, las cuales deben estar adecuadamente embebidas en desmoldante para poder retirarlas posteriormente, para generar estructuras abiertas.

El desmoldado, se realiza media hora después de vaciada la mezcla, para asegurar que las probetas tienen resistencia suficiente y no se rompan al desmoldar.

Una vez desmoldadas las probetas se trasladan al horno, donde se almacenan por al menos 7 días, a una temperatura de 40°C. Según el breve estudio de resistencia,

humedad y tiempo realizado, el tiempo que la probeta permanece en el horno no influye en la resistencia, pero si la humedad, por lo que, si al cabo de 7 días las probetas han estabilizado su peso, el secado puede tomar más tiempo sin tener influencia negativa en la investigación.

Una vez que se estabiliza el peso de la probeta se procede a su preparación, este proceso consiste en eliminar imperfecciones en los costados, para poder aplicar carga de forma correcta, instalar poleas y puntos de apoyo para la medición de deformaciones e instalar hilos que se utilizarán con este mismo fin. Según un análisis numérico realizado por Prudencio (2009), la zona colindante a las placas donde se aplica la carga se encuentra alterada, en virtud de esto (el detalle se verá en el capítulo 7), los puntos para la medición de deformaciones, en el sentido de la tensión principal mayor, están a 4.5 cm. del borde de aplicación de dicha la tensión. Por otro lado, los puntos para medición de deformaciones horizontales se ubican a 3.5 cm. del borde donde se aplica el confinamiento, se utiliza 3.5 cm. porque al ser la carga de confinamiento mucho menor que la tensión principal mayor, la perturbación es también menor. Además, utilizar 4.5 centímetros produce problemas constructivos y podría generar problema de medición, ya que, al ser muy poca la distancia entre los puntos de medición, podrían producirse desplazamiento prácticamente imperceptibles, por lo que, es importante hacer esta distancia lo más grande posible.

6.4 Ensayos uniaxiales y selección de geometrías

Para la definición de la geometría, de las estructuras, que se utilizarán en los ensayos biaxiales, para estudiar el efecto de la resistencia de las estructuras sobre la resistencia y modo de falla en taludes con conjuntos de estructuras no persistentes, se realizarán en primer lugar ensayos de compresión simple a la probetas prismáticas,

de material intacto, probetas con la misma geometría que las que se utilizarán en los ensayos biaxiales. De este modo, se pretende definir, la resistencia a compresión simple de estas probetas, y en función de ésta, los confinamientos que se utilizarán en los ensayos biaxiales. Luego se realizarán ensayos biaxiales sobre estas probetas de modo de obtener una envolvente de falla y observar el comportamiento del material ante este tipo de carga.

Se realizaron, en total, 7 ensayos de compresión simple en este tipo de probetas, de los cuales se descartó uno, por presentar una resistencia muy baja (alrededor de la mitad de la resistencia promedio) y un modo de falla focalizado en una esquina de la probeta, lo que indica que el ensayo no se realizó de forma correcta, se presume que por una mala disposición de la placas de carga la aplicación de esta no fue uniforme.

Los resultados, de los ensayos realizados correctamente, se presentan en la tabla 6.1, en estos es importante notar que la resistencia promedio es de $84.25 \frac{kg}{cm^2}$, mientras que para probetas cilíndricas de 10 cm. de alto y 5 cm. de diámetro la resistencia obtenida fue de $67.30 \frac{kg}{cm^2}$, se sabe que, el aumento de resistencia, por confinamiento, al pasar de probetas cilíndricas a cuadradas es de un 25%, por lo tanto en este caso se esperaría una resistencia de $84.125 \frac{kg}{cm^2}$, es decir, en este caso, se cumplió la teoría de forma casi perfecta, este resultado valida los resultados de ambos ensayos e indica que el número de ensayos realizados es suficiente. Por otro lado, es importante notar que, para ensayos en probeta cilíndricas el coeficiente, de variación de la resistencia, fue de alrededor de un 11%. Mientras que, en probetas prismáticas fue del orden de un 17%. Es decir, en probetas prismáticas, la variación de la resistencia fue un 50%

mayor que en probeta cilíndricas, este resultado se explica principalmente por ser éste un ensayo mucho más complejo en cuanto al equipo de aplicación de la cargas (sistema de placas en serie), el modo de carga, dado que es manual a través de un gato hidráulico, lo que implica velocidad de carga no uniforme, y porque, para este ensayo se utilizan probetas considerablemente más grandes, por lo que es más probable la presencia de imperfecciones.

Tabla 6.1 Resultado ensayo compresión imple en probetas de ensayo biaxial.

	Resistencia Kg	Resistencia Kg/cm ²
Ensayo 1	8239.5	109.86
Ensayo 2	5940.5	79.21
Ensayo 4	6149.5	81.99
Ensayo 5	4553.5	60.71
Ensayo 6	6558	87.44
Ensayo 7	6472.5	86.30
Promedio	6318.91	84.25
Desviación	1084.59	14.461
Coef. variación	0.17	0.17

En estos ensayos, se pudo comprobar que el material se comporta de forma adecuada. Se puede apreciar, por ejemplo, que la falla del material es frágil, en la figura 6.5 se puede apreciar la fragilidad del material, en la cual, se observa claramente, que al producirse la falla se desprenden trozos de la probeta de forma violenta. Por otro lado, se aprecia también, que se presenta un modo de falla distinto al esperado, en este caso, se esperaría un modo de falla por corte, pero los modos de falla que se presentan parecen ser por tracción. Esto puede deberse a un mal comportamiento del material, o bien a algún efecto por el modo de aplicación de las cargas, por ejemplo, rotación de las placas de distribución de carga.



Figura 6.5 Ejemplo falla ensayo biaxial sin confinamiento en probeta de material intacto.

También se puede apreciar el comportamiento frágil del material, en la curva de tensión deformación, en la figura 6.6, se presenta un gráfico tensión deformación característico para este tipo de ensayos, en éste se puede ver que la resistencia cae bruscamente al producirse la falla. Otro detalle importante de notar en esta figura, es la diferencia de lectura de deformación de los dos transductores de desplazamiento, dada la forma de estas se distingue un giro de la probeta a lo largo del ensayo, pero este queda bien corregido al calcular el promedio de las 2 lecturas, ya que están a la misma distancia del centro.

Las curvas tensión deformación de todos los ensayos se presentan en el anexo 3.

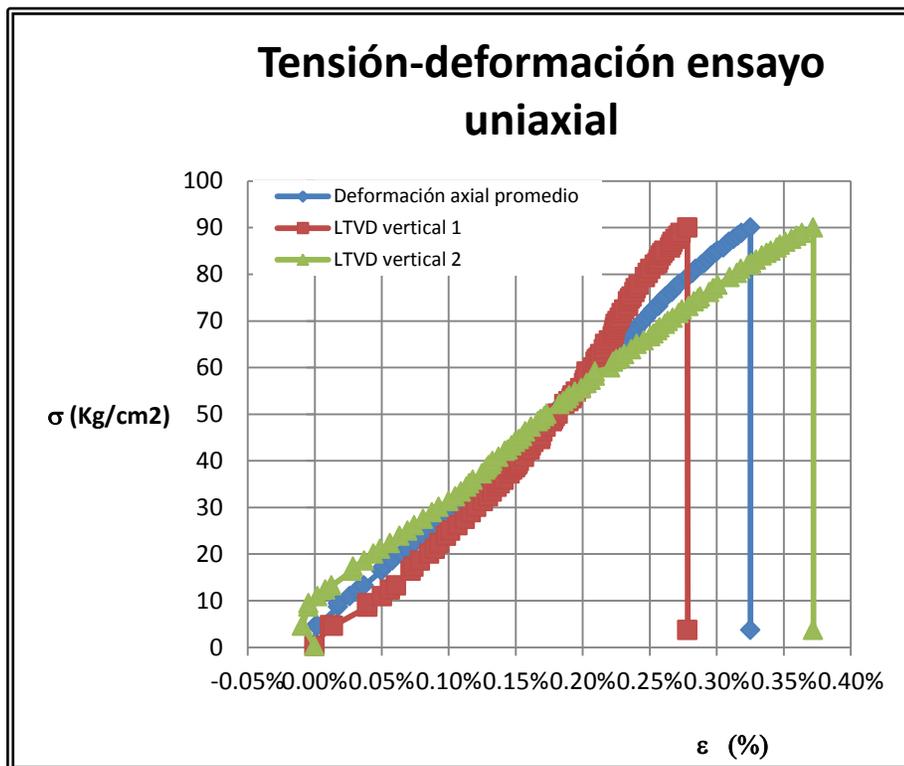


Figura 6.6 Curva tensión deformación ensayo uniaxial.

Dado el montaje utilizado, la medición de deformaciones horizontales obtenida directamente de los LTVD no es correcta, ya que, como se puede ver en la figura 6.7, donde se presenta un esquema de la deformación sufrida por la probeta y el desplazamiento de los puntos de medición de deformaciones, la medición del LTVD está compuesta por los desplazamientos en los sentidos de las dos tensiones principales.

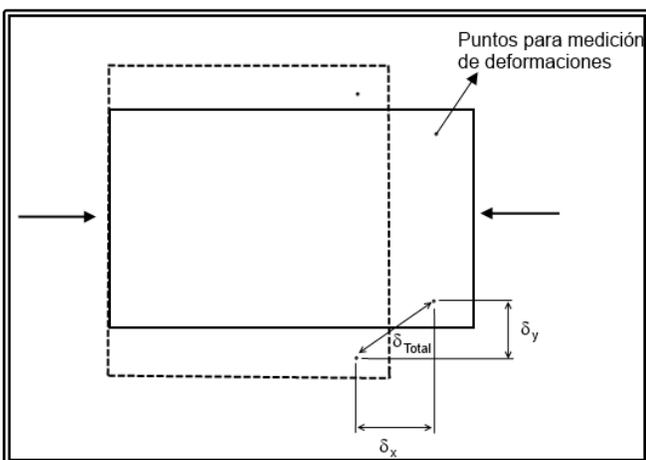


Figura 6.7 Esquema de deformaciones experimentadas por la probeta y medición de los LTVD.

Los confinamientos a utilizar para los ensayos biaxiales serán calculados en todos los casos con respecto a la resistencia a compresión simple del material intacto en probetas prismáticas, el promedio utilizado para el cálculo de los confinamientos fue 6250 kgf., esto debido a que se utilizaron sólo los primeros 5 ensayos para realizar este cálculo. Estos confinamientos se utilizaron para todos los ensayos, es decir material intacto, fracturas simples y conjuntos de estructuras. Los confinamientos seleccionados se presentan en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 Confinamientos a utilizar ensayos biaxiales.

Confinamientos		
Porcentaje σ_{ci}	σ_{ci} (kg/cm ²)	Carga (kg)
0%	0	0
5%	4.17	625.0
10%	8.33	1250.0
15%	12.50	1875.0
20%	16.67	2500.0
25%	20.83	3125.0

Utilizando estos confinamientos, se realizó una serie de ensayos biaxiales sobre probetas de material intacto. Los resultados de estos ensayos se presentan en la figura 6.8.

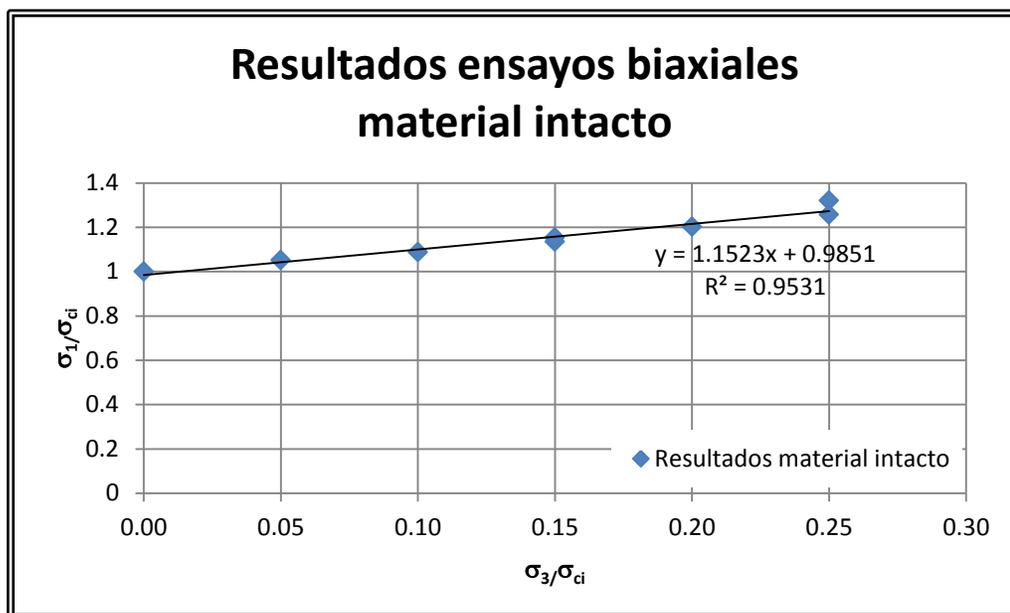


Figura 6.8 Resultados ensayo biaxial en probetas de material intacto.

Durante la realización de estos ensayos se comprobó que la predicción de la teoría de Mohr-Coulomb tratada en el capítulo anterior se cumple muy bien, dado que todas las probetas fallaron por un plano perpendicular a los planos de aplicación de las cargas principal y de confinamiento. Por otro lado el criterio de Mohr-Coulomb predice un ángulo de fricción nulo, en este caso se obtuvo un ángulo de fricción de 5° , esto se puede atribuir a confinamientos producido por la fricción entre las placas que aplican la carga y la probeta. En las figuras 6.9 y 6.10 se muestran imágenes del modo de falla que se presentó en todos los ensayos biaxiales del material intacto.

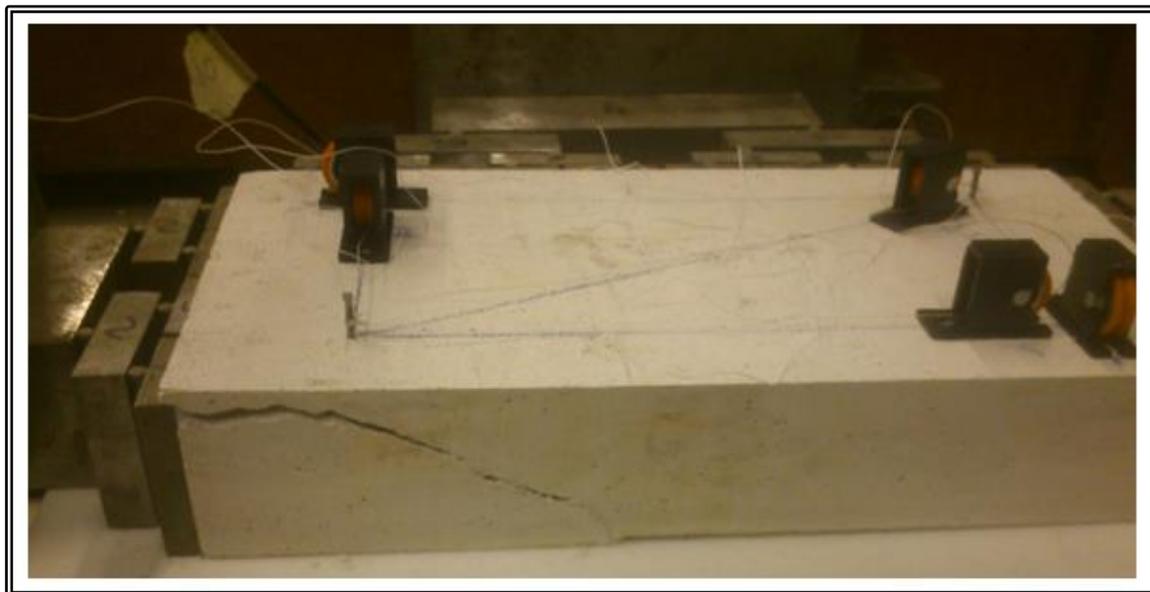


Figura 6.9 Vista lateral modo de falla de probetas de material intacto sometidas a compresión biaxial.



Figura 6.10 Vista inferior modo de falla de probetas de material intacto sometidas a compresión biaxial.

Utilizando estos resultados, se definen las geometrías a utilizar para los ensayos de compresión biaxial con estructuras, se decidió utilizar 2 geometrías diferentes, para la selección de estas en primer lugar se procura utilizar geometrías empleadas por

Prudencio (2009) para poder contrastar los resultados. Como segundo criterio se eligió una geometría de estructuras con un ángulo similar al presentado por la falla de probetas prismáticas ensayadas a compresión simple y una con un ángulo diferente.

De esta forma se decidió utilizar una geometría con ángulo de 15° con respecto a σ_1 , con estructuras de 5 cm. y puentes de roca de 2 cm. y la otra con ángulo 45° con respecto a σ_1 , con estructuras de 5 cm. y puentes de roca de 2 cm. Un esquema de estas geometrías se presenta en la figura 6.11.

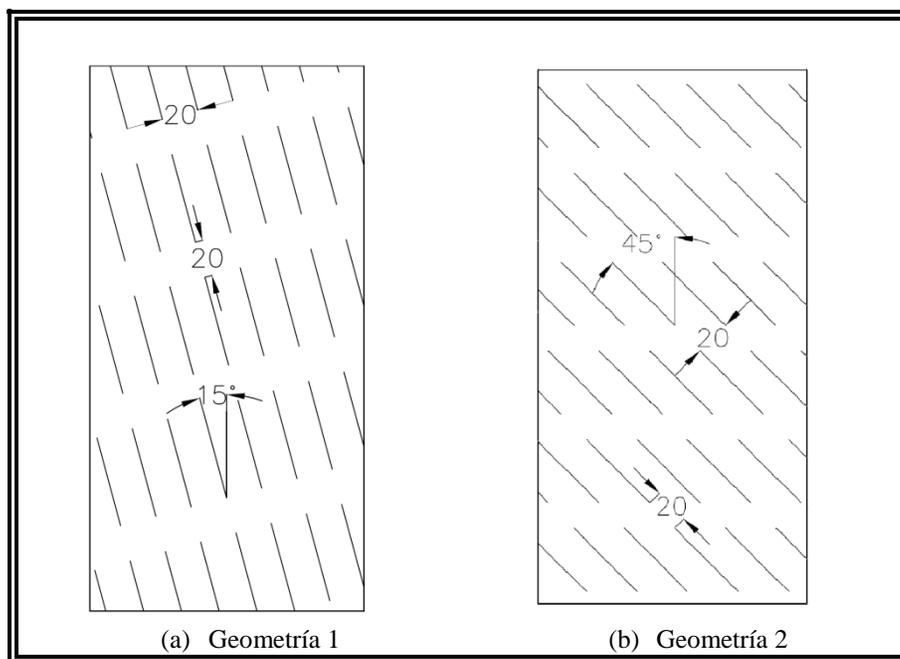


Figura 6.11 Geometría que serán utilizadas durante la investigación.

Estas geometrías son idénticas a las series de ensayos 3 y 5 de Prudencio (2009) por lo que los resultados deberían ser similares.

7. CARACTERÍSTICAS ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL

Si bien, el ensayo biaxial es un muy buen método para analizar el comportamiento de taludes con control estructural, ya que, permite realizar ensayos con distintos niveles de carga perpendiculares a la carga principal mayor, ver propagación de fracturas, ver los modos de falla e interacción entre estructuras y muchos otros beneficios presenta algunas desventajas. Para minimizar el efecto de eta desventajas se debe considerar: el efecto del estado de tensiones, efecto de la tensión principal intermedia sobre una roca frágil, efecto del esfuerzo principal intermedio sobre modelos de macizos rocosos, efecto de la tensión principal menor nula sobre la resistencia de las probetas, estado de tensiones planas, condiciones de borde y diferencias con la realidad.

7.1 Efecto del estado de tensiones

La principal característica y desventaja del ensayo de compresión biaxial, es la de tener una superficie libre, es decir, una superficie en la que $\sigma_3 = 0$. Esta condición afecta de forma importante a la resistencia de una probeta, ya que entrega un plano de debilidad por donde puede desarrollarse la falla.

También, es importante notar que en este caso estamos frente a un caso de tensiones planas, siendo que, para el diseño de taludes, usualmente, en la práctica, se modela utilizando un estado de deformaciones planas.

Otro aspecto importante de mencionar, es el efecto del estado de tensiones biaxial sobre estructuras con un plano perpendicular a las estructuras donde $\sigma = 0$.

7.1.1 Efecto de tensión principal menor nula sobre la resistencia de las probetas

Esta condición corresponde a un estado de tensiones planas, lo que permite que la probeta se deforme sobre sus 3 ejes principales. Esta condición deriva en un plano con resistencia fija, es decir si se aumenta la presión de confinamiento (σ_2) no aumentaría la resistencia de una probeta de material intacto, ya que la falla ocurrirá a través del plano donde $\sigma_3 = 0$. Desde el punto de vista del criterio de Mohr-Coulomb se puede expresar la superficie de fluencia de un material según la ecuación *Eq. 3.1.1 – 1*, esta es:

$$\begin{cases} \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \cdot \sin(\phi) + c \cdot \cos(\phi) \\ \pm \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = \left[\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right] \cdot \sin(\phi) + c \cdot \cos(\phi) \\ \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right] \cdot \sin(\phi) + c \cdot \cos(\phi) \end{cases}$$

Suponiendo, que las 3 tensiones principales se aplican en direcciones de 3 vectores ortonormales se obtiene:

$$\begin{bmatrix} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \tau_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \cdot \tan(\phi) + \vec{c}$$

Por lo tanto, si se mantiene $\sigma_3 = 0$, el corte de fluencia en el plano de aplicación de σ_3 , se mantiene constante.

7.1.2 Resistencia de una fractura bajo estado de tensiones planas

Se sabe, que la resistencia teórica que puede desarrollar una estructura depende, además de sus parámetros resistentes, de su orientación con respecto al estado tensional. Para calcular la resistencia que puede desarrollar una estructura en un

estado de tensiones tal que $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 = 0$ se considerara válido el criterio de Mohr-Coulomb en un espacio tridimensional de esfuerzos principales. Es decir se considera válida la *Eq. 3.1.1 – 1*.

Además, calculando las componentes normal y tangencial de tensiones sobre un plano cualquiera, se obtiene que:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cdot X^2 + \sigma_2 \cdot Y^2 + \sigma_3 \cdot Z^2$$

$$\tau^2 = \sigma_1^2 \cdot X^2 + \sigma_2^2 \cdot Y^2 + \sigma_3^2 \cdot Z^2 - \sigma_n^2$$

Donde

$$X = \sin(\theta) \cdot \cos(\rho)$$

$$Y = \sin(\theta)$$

$$Z = \sin(\theta) \cdot \sin(\rho)$$

Donde θ es el ángulo que existe entre σ_n y el eje vertical (y) y ρ el ángulo entre el eje “x” y la proyección de σ_n en el plano horizontal (x-z).

Utilizando estas expresiones y consideraciones, y suponiendo que la dirección del esfuerzo principal intermedio coincide con el rumbo de la estructura, la resistencia teórica de la fractura, en función de los esfuerzos principales queda dada por:

$$\sigma_1 = c + \frac{(\tan(\theta) \cdot \tan(\phi) + \text{sen}^2(\theta) \cdot (1 + \tan^2(\phi)))}{1 - \cos^2(\theta) \cdot (1 + \tan^2(\phi))} \cdot \sigma_2 \quad \text{Eq. 7.1.2 – 1}$$

Por otro lado, si se supone que la presencia de una fractura no afecta la distribución de tensiones, entonces, teóricamente el esfuerzo principal menor no tendrá ninguna influencia en la resistencia de una fractura.

7.1.3 Efecto de tensión intermedia sobre una roca frágil

Brady (1969) realizó un estudio teórico acerca del efecto de tensión principal intermedia en materiales frágiles, de este estudio deriva 3 conclusiones principales, 1) La resistencia de un material frágil bajo condiciones de carga uniaxial o biaxial son la misma ya que el esfuerzo principal intermedio no tiene efecto significativo sobre la resistencia, siempre que la tensión principal menor sea en compresión, este efecto es independiente de si $\sigma_1 = \sigma_2$ o $\sigma_2 = \sigma_3$. 2) Como máximo al aumentar σ_2 la resistencia podría aumentar en un 20%. 3) Existe un efecto menor de la tensión principal intermedia cuando la tensión principal menor está en tracción y el efecto puede ser mayor si el material se encuentra en un estado de tracción biaxial.

Por lo tanto, en función de las conclusiones obtenidas por Brady (1969) y el análisis del criterio de Hoek-Brown realizado anteriormente, el efecto del esfuerzo principal secundario no es lo suficientemente importante como para considerarlo en los cálculos de resistencia en un estado de tensiones triaxial.

7.1.4 Efecto del esfuerzo principal intermedio sobre la resistencia de modelos de macizos rocosos anisotrópicos

Como se mencionó en el subcapítulo, anterior la tensión principal intermedia no tiene un efecto importante en la resistencia de un material rocoso, frente a un estado de carga triaxial, pero no se debe olvidar que este estudio aplica sólo a materiales frágiles e intactos, es decir sin planos de debilidad.

El efecto de la tensión principal intermedia en un material anisótropo (con planos de debilidad importantes), se puede analizar del estudio ya mencionado de Reik y Zacas (1978). Como se mencionó anteriormente, realizaron estudios acerca de la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso con discontinuidades no persistentes del tipo 2. En este estudio ensayaron probetas con distinto ángulo de fracturas en un estado triaxial de tensiones. El efecto de esta tensión se aprecia en la figura 3.6-2, que obtuvieron a partir de ensayos triaxiales en los que fueron variando el ángulo de las fracturas, pero además variaron la tensión principal intermedia (σ_2) manteniendo la tensión principal menor (σ_3) constante. A partir de esta figura, se puede concluir que el esfuerzo principal intermedio tiene un efecto importante en la resistencia de las probetas, generando un aumento de 0.4 MN/m^2 a 1.2 MN/m^2 , es decir, sólo aumentando la tensión principal intermedia se observan aumentos de resistencia de hasta un 200%.

En conclusión, queda establecido, de manera clara, que la resistencia de un macizo anisotrópico depende de la tensión principal secundaria.

7.2 Condiciones de borde

Es sabido, que la aplicación de cargas externas produce distorsión en las tensiones internas del material. Por ejemplo si el mecanismo de aplicación de carga pone en contacto un material más rígido con el material ensayado, se produce un efecto de confinamiento en el material ensayado, por otro lado si el mecanismo de aplicación de la cargas es menos rígido, inducirá tracciones en el borde. Este efecto se debe a la fricción superficial entre los materiales en contacto (placa de carga y probeta).

Para este estudio, se utilizará un mecanismo de carga compuesto por múltiples placas de carga, dispuestas de forma que la carga se aplica sobre la más grande de estas y esta la transmite a 2 siguientes, mediante el apoyo sobre una rótula, y estas a otras dos hasta llegar a 8 placas para el lado largo y 4 para el lado corto, esta disposición se puede ver en la figura 7.1. A través de este mecanismo, se pretende que la carga se distribuya de forma uniforme en toda la superficie mediante placas relativamente pequeñas.

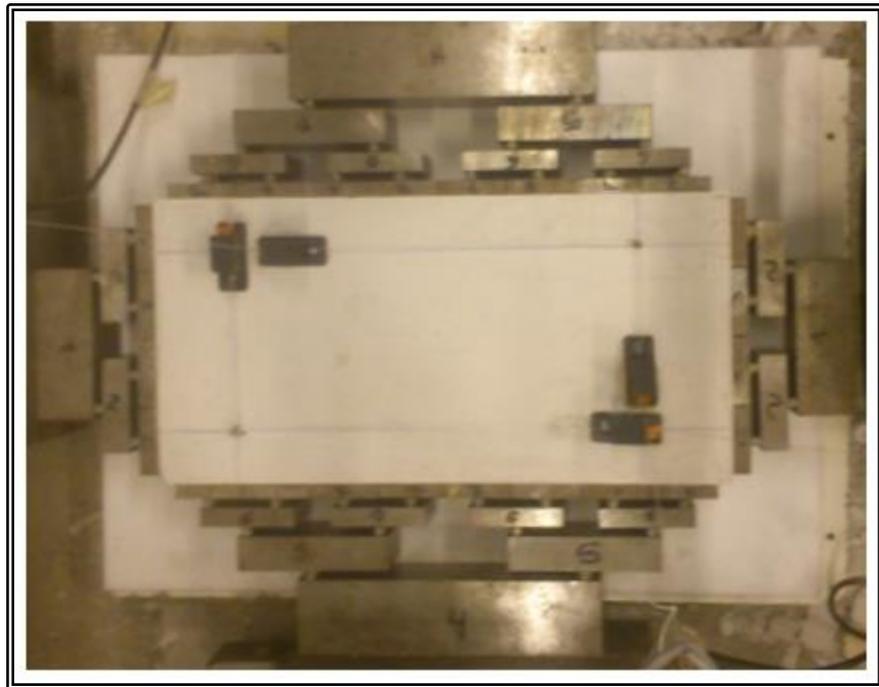


Figura 7.1 Disposición ensayo de compresión biaxial

Para este ensayo, se intenta, por un lado, utilizar las placas más pequeñas posibles para transmitir la carga a la probeta, ya que a menor tamaño de las placas menor es la perturbación que estas provocan en el interior de la probeta, pero por otro lado, se intenta utilizar placas más grandes, ya que placas muy pequeña implican demasiado trabajo para la realización de un ensayo, aumentan de forma importante el requerimiento de espacio e implican mayor cantidad de posibles fuentes de error. Por

ejemplo, que una placa quede mal apoyada sobre otra y al aplicar carga se pierde el apoyo, lo que genera un fuerte golpe en la probeta invalidando el ensayo.

Como se mencionó anteriormente, el efecto de la distorsión en las tensiones efectuado por las placas que transmiten la carga y en este caso empleamos placas metálicas, la cuales tienen una rigidez considerablemente mayor a la de la probeta por lo que se producirá un estado de tensiones mucho más similar al que se presenta en la figura 7.2 b) que al de la figura 7.2 a), el caso de tensiones ideales se produciría en el caso en que o bien las placas de carga no tuvieran roce con la probeta o tuvieran el mismo módulo de elasticidad.

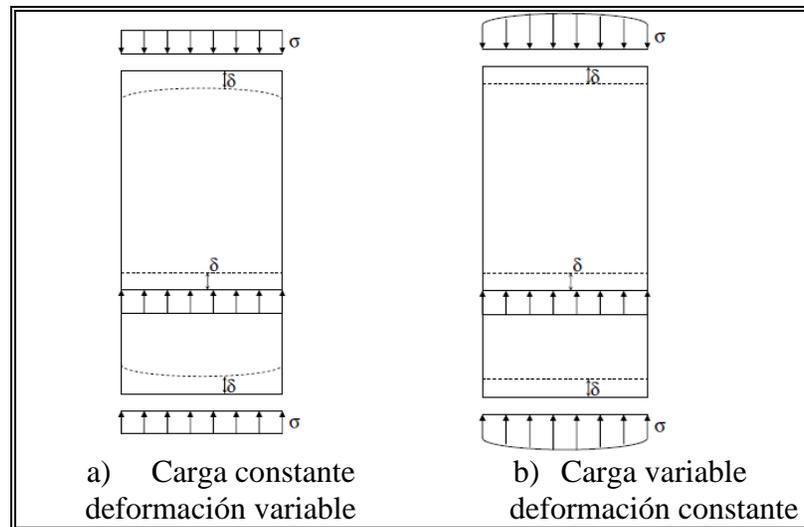


Figura 7.2 Estado tensional en función de la aplicación de las cargas

Para intentar cuantificar el efecto del método de aplicación de la carga en las tensiones al interior de la probeta, Prudencio (2009), realizó un análisis numérico en el cual se estudió la distribución de esfuerzos principales al interior de la probeta para placas con roce y sin roce y para distintos tamaños de placas, concluyendo que:

- El tamaño de la placa de carga, tiene un efecto importante sobre la distribución de tensiones al interior de la probeta.
- Al reducir el tamaño de las placas de carga, la solicitación se asemeja a la de carga uniformemente distribuida.
- Cuando las placas de carga son muy grandes, en comparación con la probeta, la distribución de tensiones al interior de la probeta no es uniforme (Figura 5.4 a y b caso i) y alcanza magnitudes notoriamente diferentes al confinamiento solicitante.
- Cuando las placas de carga son pequeñas, en comparación con las dimensiones de la probeta, la distribución de tensiones al interior de la probeta tiende a ser más homogénea (Figura 5.4 a y b caso iii) pero con magnitudes menores en aproximadamente un 15% a la solicitación externa.
- En todos los casos, se puede ver que las tensiones al interior de la probeta son menores que la solicitación externa.

A continuación, en la figura 7.3 se presenta la figura 5.4 de la tesis de Mauricio Prudencio. Ésta, representa el estado de tensiones al interior de la probeta, frente a un estado de carga biaxial, según el tamaño de las placas de carga y del roce entre éstas y las paredes de la probeta.

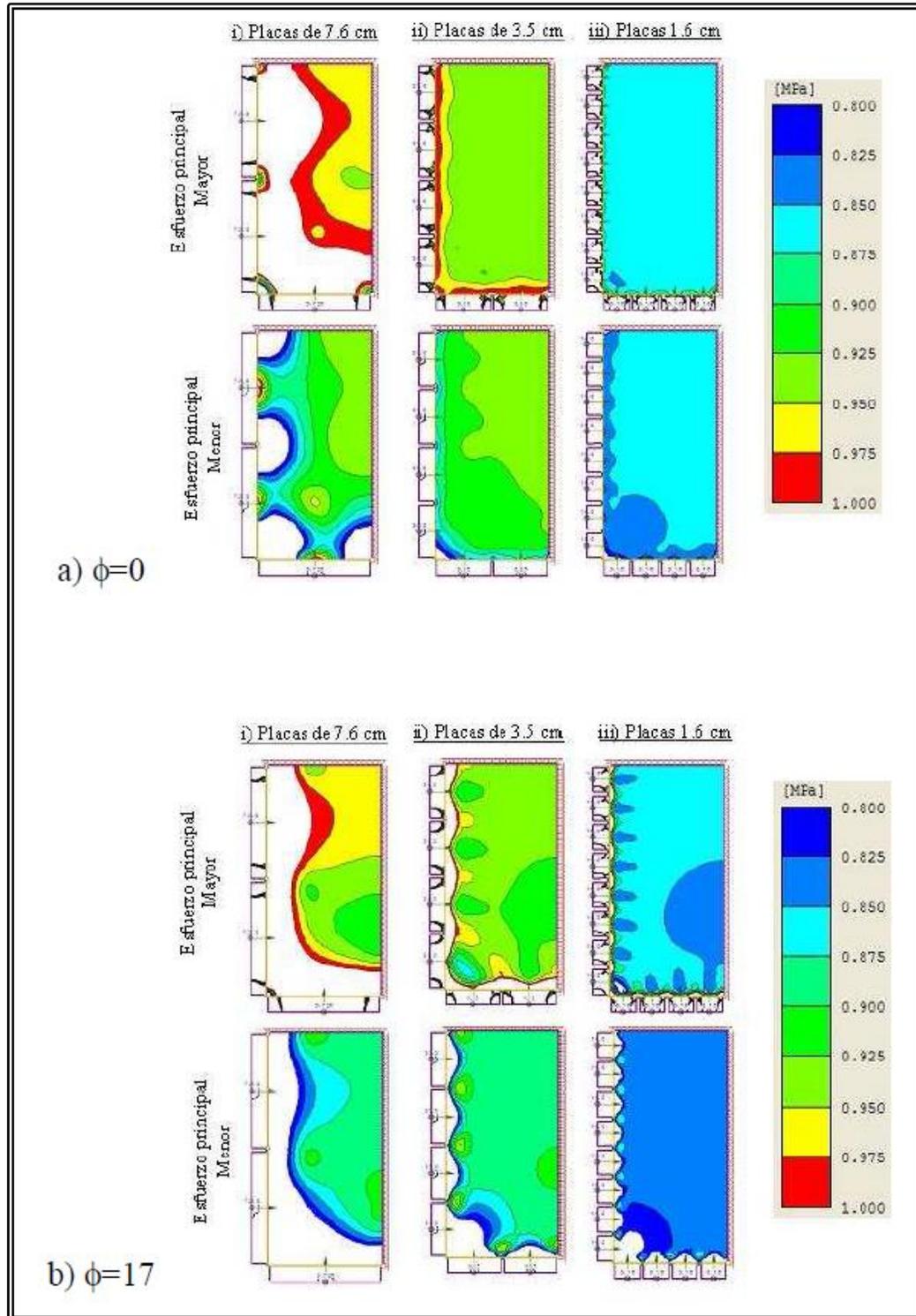


Figura 7.3 Distribución de tensiones al interior de probetas en compresión biaxial Prudencio (2009).

La disposición experimental, utilizada en la presente investigación, es prácticamente idéntica al caso b) ii de la figura 7.3, donde se ve que la zona distorsionada es menor que el largo de una de las placa de carga, la cuales miden 3.5 cm. por lo tanto, la medición de deformaciones debe ubicarse, en el peor de los casos que corresponde a la equina, a 3.5 cm del borde.

Además Prudencio (2009) analiza el efecto del tamaño de las placas y el coeficiente de fricción en la trayectoria de las tensiones principales, concluyendo que al igual que en la distribución de esfuerzos, placas más grandes y con mayor ángulo de fricción generan mayor distorsión, pero en el caso homologo al ensayo realizado la distorsión es mayor que la alteración en la distribución de esfuerzos.

Finalmente, en un análisis estadístico de los esfuerzos principales, Prudencio (2009) determinó que la utilización de placas de carga genera disminución en las tensiones al interior de la probeta. La disminución en la sollicitación, resultó ser de entre un 5% a un 15%, produciéndose mayor disminución en las placas más grandes.

7.3 Comparación caso de laboratorio (tensiones planas) con caso talud (deformaciones planas)

Finalmente, se debe considerar que el ensayo realizado al tener una cara libre corresponde aproximadamente a un estado de tensiones planas, es decir:

$$\sigma_{12} = \sigma_{23} = \sigma_{33} = 0$$

De donde, se puede deducir, utilizando la ley de Hooke, que:

$$\epsilon_{33} = \frac{-\nu}{E} \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{22})$$

Es decir, se produce deformación en el plano libre debido a las tensiones aplicadas en los otros dos planos.

Utilizando las ecuaciones de equilibrio interno, esta ecuación puede expandirse, como:

$$\Delta(\sigma_x + \sigma_y) = -(1 + \nu) \cdot \left(\frac{\delta X}{\delta x} + \frac{\delta Y}{\delta y} \right)$$

En cambio, en taludes reales y aún más en modelaciones 2D típicas el estado se asemeja mucho más a un estado de deformaciones planas, donde se supone que la deformaciones en el plano de σ_3 son nulas. Según la ley de Hooke se define:

$$\epsilon_{33} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{33} - \nu \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{22})]$$

De donde:

$$\sigma_{33} = \nu \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{22})$$

La cual, al igual que en el caso anterior, utilizando las ecuaciones de equilibrio interno puede escribirse como:

$$\Delta(\sigma_x + \sigma_y) = -\frac{1}{(1 - \nu)} \cdot \left(\frac{\delta X}{\delta x} + \frac{\delta Y}{\delta y} \right)$$

Por lo tanto, para que los resultados sean comprobables se debe cumplir que:

$$(1 + \nu)_{TP} = \left(\frac{1}{1 - \nu} \right)_{DP}$$

Es decir, para poder hacer una comparación correcta de los 2 casos se debe hacer un ajuste en las propiedades de los materiales, por lo que, no deben interpretarse, directamente, los resultados de ensayos en probetas biaxiales, como resultados en taludes rocosos.

Por lo tanto, los resultados de los ensayos no son directamente aplicables a un caso real, ya que, además del estado tensional utilizado en el ensayo comparado con el real, se deben considerar una serie de factores para evaluar estos resultados. Una de estas es la tensión principal intermedia, la cual puede hacer variar de forma importante la resistencia de un macizo anisótropo. Otro factor importante que se debería considerar es el efecto en las tensiones del mecanismo de carga, ya que estas pueden generar una distorsión entre un 5 y un 15% en las tensiones al interior de la probeta.

Por lo tanto el efecto de las tensiones planas, condiciones de borde, tensión principal nula en la cara visible y la modificación de las trayectorias de tensiones por efecto de las fracturas serán consideradas las limitaciones del ensayo biaxial.

8. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS Y OBSERVACIONES EXPERIMENTALES

En esta investigación se intentó comprender el efecto de las propiedades de las estructuras en el modo de falla y resistencia de un talud con familias de estructuras no persistentes. Para esto se realizó una serie de ensayos biaxiales, mediante los cuales se puede analizar el modo de falla que se presenta probetas con conjuntos de estructuras no persistentes a distintos niveles de confinamiento y con distintas orientaciones de las estructuras con respecto al estado de tensiones principales.

Actualmente, en la práctica se utilizan distintos procedimientos para resolver este problema. Por ejemplo, un caso muy común es utilizando el criterio de Jennings, mencionado anteriormente para definir propiedades para las estructuras discontinuas. Otro procedimiento muy utilizado es definir un mecanismo de falla mediante programas computacionales probabilísticos que definen un entramado estructural aleatorio y prueban con todas las posibilidades para falla a través de estructuras y puentes de roca eligiendo como resultado la que entrega menor resistencia, un ejemplo de estos programas es STEPSYM. Otro procedimiento es definir la resistencia de las estructuras en función del ángulo de la superficie de falla con respecto a dicha estructura. Utilizando todos estos procedimientos se puede obtener estándares de seguridad adecuados, sin embargo, aún podrían mejorarse de manera importante, dado que todos suponen que el mecanismo de falla que ocurrirá será un plano que conecta las estructuras discontinuas cortando los puentes de roca (el segundo procedimiento no lo supone, pero los resultados son muy similares), es decir no consideran la posibilidad de ocurrencia de distintos modos de falla (distintas forma de coalescencia).

Es por esto, que en esta investigación, además de probar la importancia de las estructuras en el modo de falla, se probó la importancia del modo de falla en la resistencia y ductilidad de la probeta. Para esto se realizaron ensayos sobre probetas tanto con familias de discontinuidades no persistentes como sobre probetas con una estructura no persistente.

De este modo se pudo observar claramente la diferencia que se presentan entre los distintos modos de falla, la falla plana que se presenta en las probetas con sólo una estructura no persistente, y los distintos modos que se observaron en las probeta con familias de estructuras no persistentes.

Por lo tanto, la disposición final de ensayos estuvo compuesta de 8 tipos de probetas diferentes, 2 geometrías (15° y 45° con respecto al plano de aplicación de σ_1), 2 tipos de estructuras y la opción de una estructura simple o un conjunto de estructuras. Un resumen de las series ensayadas se presenta en la tabla 8.1.

Tabla 8.1 Resultados ensayo de compresión biaxial geometría 1, abierta simple.

	α	L_j [cm]	L_r [cm]	Simple		Sistema		
				Abierta	Cerrada	Abierta	Cerrada	d [cm]
Geometría 1	15°	5	2	Serie 1	Serie 5	Serie 2	Serie 6	2
Geometría 2	45°	5	2	Serie 3	Serie 7	Serie 4	Serie 8	2

Un esquema explicativo de los parámetros presentados en la tabla 8.1 se presentan en la figura 8.1 (a).

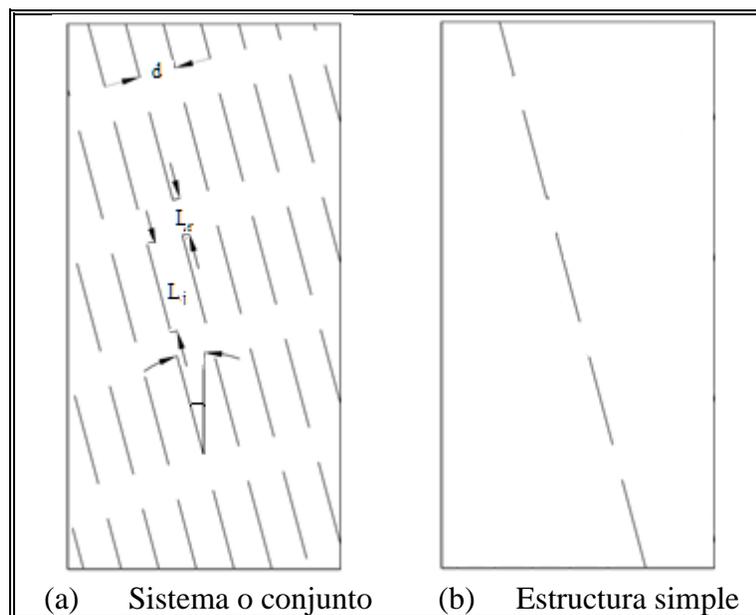


Figura 8.1 (a) Esquema de probeta con conjunto de estructuras no persistentes. (b) Esquema de probeta con estructura no persistente simple.

8.1 Resultados experimentales

A continuación se presentan los resultados de los ensayos de compresión biaxial, una somera descripción o característica de la falla obtenida y algunas fotos características de los ensayos.

8.1.1 Geometría 1, estructura abierta, simple

Para la geometría con una estructura discontinua, abierta, se realizaron en total 9 ensayos de compresión biaxial, en todos estos casos se produjo una falla plana a cortando los puentes de roca conectando los tramos de la estructura discontinua. Una foto que explica muy bien este modo de falla se presenta en la figura 8.2, donde se puede ver una probeta ensayada con un confinamiento correspondiente a un 5% de la carga de compresión simple.

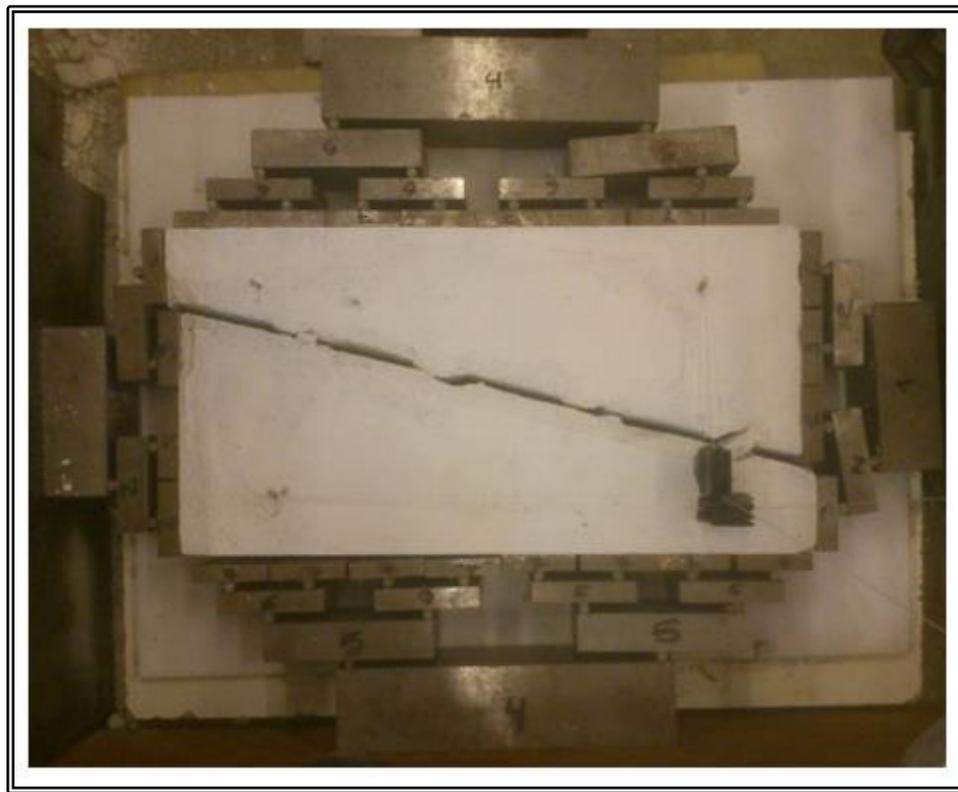


Figura 8.2 Ejemplo de falla geometría 1, estructura abierta, simple

Se puede apreciar en la figura 8.2, que los puentes de roca al romperse tienden a generar una pequeña circunferencia en la punta de estos. Las fracturas generadas en esto casos propagan directamente en corte y no perpendicular a la estructura como las grietas primarias, descritas en el capítulo de mecánica de fractura, si no que más bien, como las grietas secundarias.

La resistencia y deformación de rotura medida en cada ensayo según el confinamiento se presenta en la tabla 8.2. Es importante notar que la estructura no persistente consta para este caso, la persistencia es de un 0.74, es decir 74% de estructuras y 26% de puentes de roca. Por otro lado, la resistencia obtenida a mediante un ensayo biaxial sin confinamiento fue de un 38% de la resistencia a compresión biaxial sin confinamiento, de las probetas sin estructuras, esto evidencia

diferencias en el modo de falla obtenido en ambos casos y concentración de tensiones en los puentes de material intacto. En el siguiente capítulo se hará un análisis más detallado acerca de la resistencia predicha por Jennings para estos casos.

Tabla 8.2 Resultados de los ensayos de compresión biaxial, geometría 1, abierta, simple.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0	0.38	0.09
0.05	0.51	0.13
0.1	0.58	0.07
0.1	0.62	0.08
0.15	0.73	0.17
0.15	0.66	0.11
0.2	0.93	0.22
0.2	0.83	0.49
0.25	0.90	0.96

En el gráfico que se presenta en la figura 8.3, se puede ver la razón entre la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales y la resistencia a compresión simple en función del confinamiento, también normalizado por la resistencia a compresión biaxial sin confinamiento.

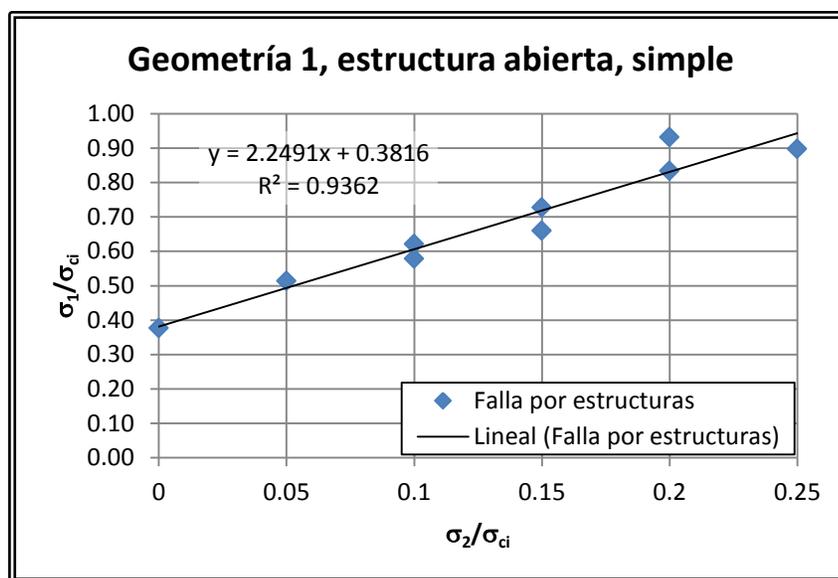


Figura 8.3 Resultados ensayos compresión biaxial en probetas con estructura correspondiente a la geometría 1 con estructura abierta, simple.

Se puede ver, además de que la correlación obtenida para este caso es muy buena, que la resistencia aumenta de forma importante con el aumento de la presión de confinamiento.

Este resultado, anterioridad, donde se indicaba que la resistencia en macizos anisótropos depende en gran medida de la tensión principal intermedia (Reik y Zacas 1978).

8.1.2 Geometría 1, estructura cerrada, simple

Para la geometría 1, con una sola estructura discontinua, cerrada, se realizaron en total 6 ensayos de compresión biaxial. Pero en este caso, sólo 4 ensayos, correspondientes a 3 confinamientos distintos, reportaron falla plana a través de los puentes de roca. Mientras que los 2 restantes, presentaron falla a través del plano en el cual $\sigma_3 = 0$. En este caso, las fallas planas resultan mucho menos evidentes que en el caso en que las estructuras estaban abiertas, pero mediante manipulación manual se pueden separar las 2 mitades de la probeta, esto se puede ver en la figura 8.4.

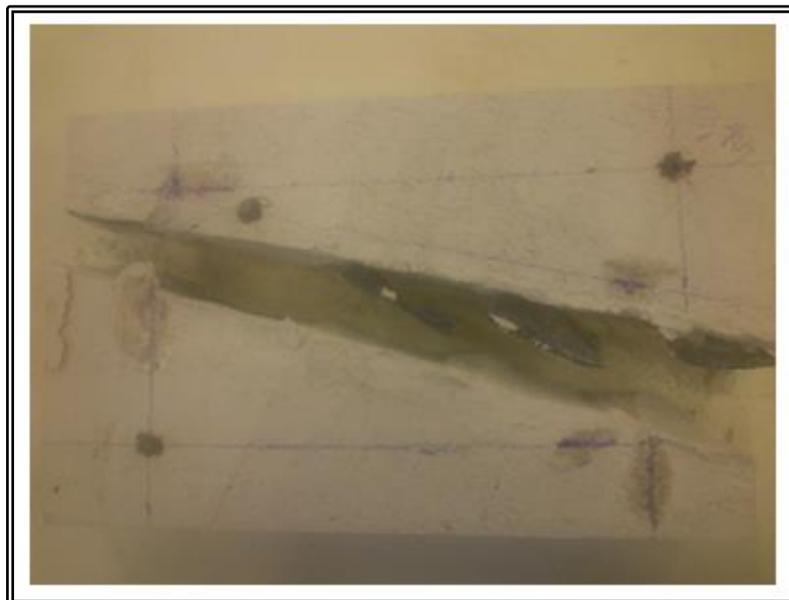


Figura 8.4 Ejemplo de falla geometría 1, estructura cerrada, simple.

La resistencia obtenida para cada uno de estos ensayos se presenta en la tabla 8.3, donde se puede ver que los resultados de los ensayos sin confinamiento resultaron tener una resistencia mayor que la de la probeta intacta, sin embargo los planos de las estructuras resultaron ser efectivamente planos de debilidad, ya que la falla ocurrió a través de estos, por lo que el aumento de resistencia podría explicarse por variabilidad del material y resistencia a tracción de las estructuras, pero no por estructuras demasiado resistentes.

Tabla 8.3 Resultados de ensayos de compresión biaxial geometría 1, estructura cerrada, simple.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	$u_{rotura} (\%)$
0	1.08	0.31
0	1.04	0.44
0.05	1.10	0.36
0.1	1.16	0.20
0.15	1.19	0.16
0.2	1.21	0.25

En el gráfico presentado en la figura 8.5, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función del confinamiento, ambos normalizados por la resistencia a compresión biaxial de las probetas sin estructuras.

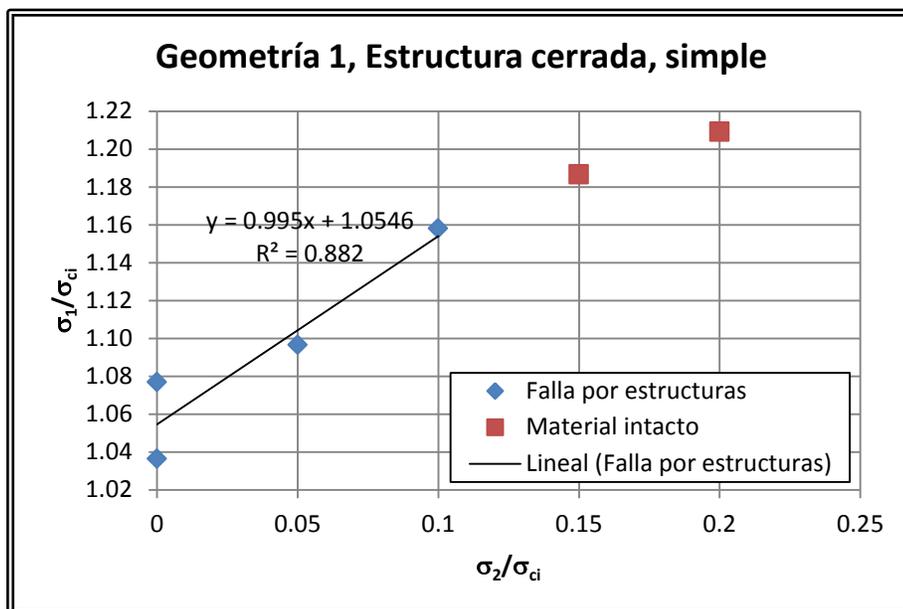


Figura 8.5 Resultados de ensayos de compresión biaxial probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abiertas, simple.

En este gráfico, se puede ver que a pesar de que la correlación obtenida para este caso es buena, se presenta el inconveniente de tener una pendiente muy cercana a 1 lo que equivale a tener un ángulo de fricción nulo, valor que lógicamente no puede ser correcto. Por lo tanto a modo de análisis de sensibilidad, se realizará el mismo gráfico, pero con valores de resistencia iguales a σ_{ci} para los ensayos con confinamiento nulo, ya que la resistencia debería ser menor a ésta, los resultados de este somero análisis de sensibilidad se presentan en la figura 8.6.

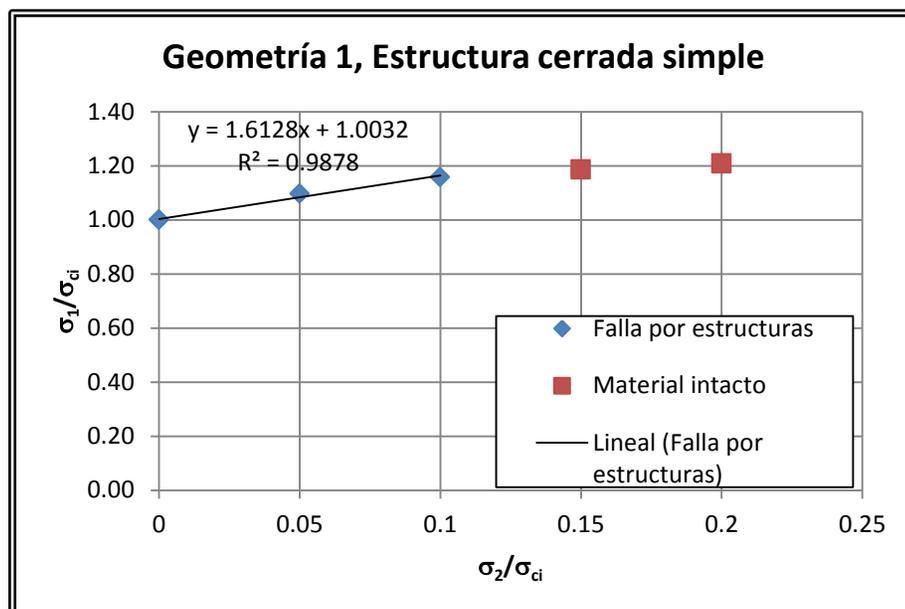


Figura 8.6 Resultados de ensayos compresión biaxial en probetas con estructura correspondiente a la geometría 1, abiertas, simple.

Este resultado es equivalente a un ángulo de fricción de 26° , hay que tener en cuenta que este análisis supone que las probetas son un medio isótropo, es decir, se supone, válida la hipótesis de Mohor–Coulomb, esto es $\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N_\phi}$. Pero, se puede asegurar que el ángulo de fricción en este caso es positivo.

8.1.3 Geometría 2, estructura abierta, simple

Para la geometría 2, con una estructura discontinua, abierta, se realizaron en total 8 ensayos de compresión biaxial. Para esta disposición se pudo observar distintos mecanismos de falla. El modo de falla que se presentó en cada caso depende de la tensión principal intermedia. Fotos que esquematizan los diferentes modos de falla se presentan en las figuras de la 8.7 a la 8.8.

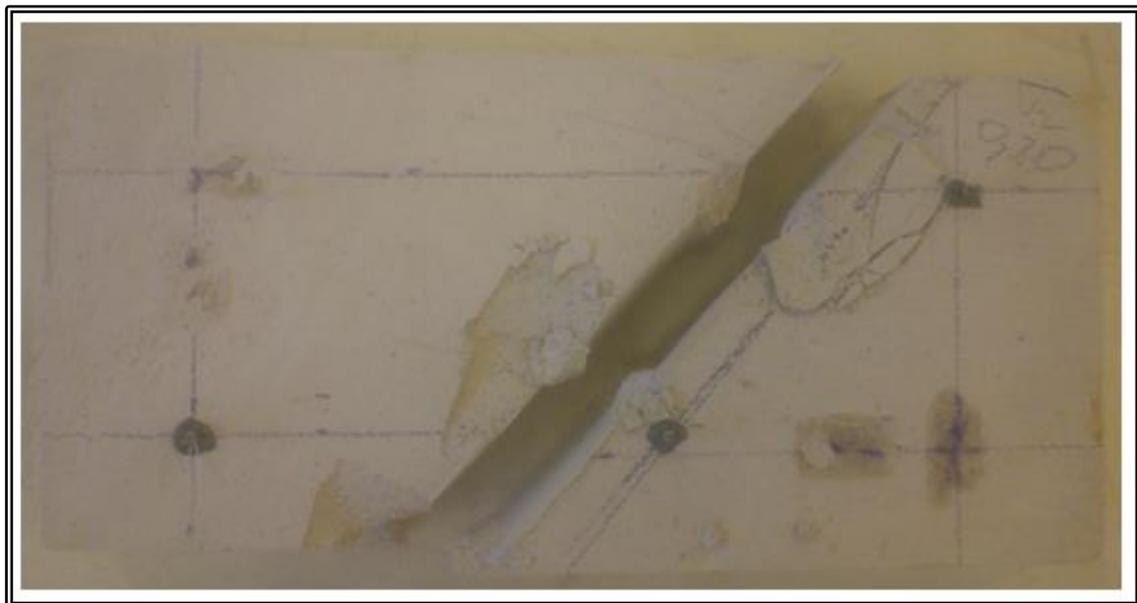


Figura 8.7 Ejemplo de falla geometría 2, estructura abierta, simple.

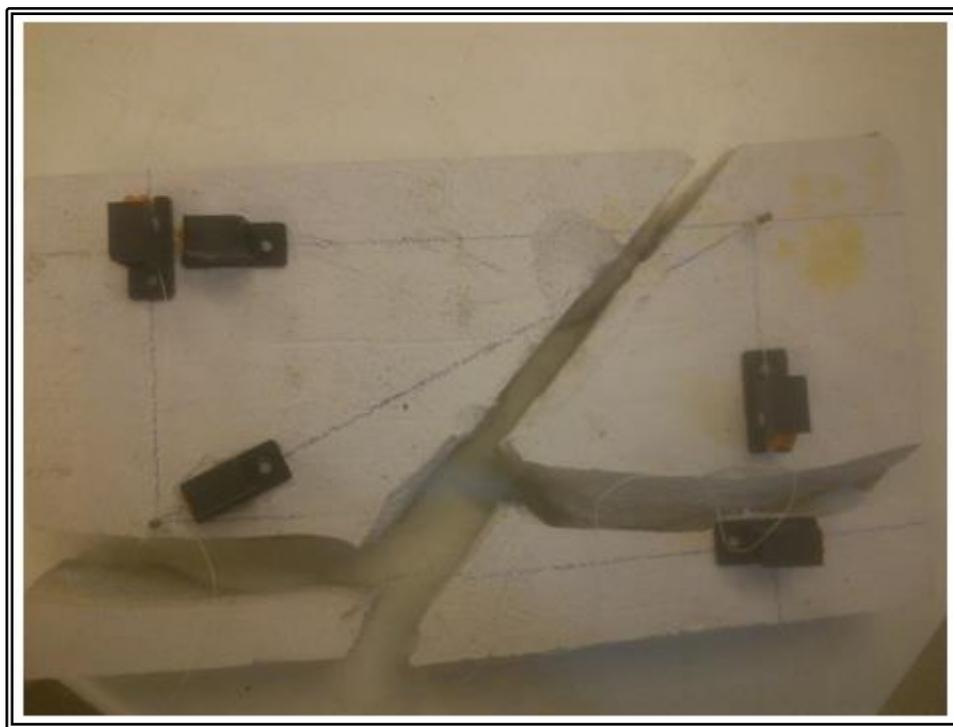


Figura 8.8 Ejemplo de falla en probetas con estructura correspondientes a la geometría 2, abierta, simple con importante presencia de "wing crack".

En estos ensayos, se pudo ver que a medida que el confinamiento aumenta, el modo de falla cambia, variando paulatinamente de falla controlada principalmente por

fracturas primarias o “wing cracks” a una falla a través de un plano definido por la estructura no persistente, con una presencia muy baja o nula de fallas primarias.

La resistencia obtenida y deformación de rotura para cada uno de estos ensayos se presenta en la tabla a 8.4.

Tabla 8.4 Resultados de ensayos de compresión biaxial geometría 2, estructura abierta, simple.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0.00	0.41	0.11
0.05	0.53	0.57
0.05	0.53	0.56
0.10	0.59	0.08
0.15	0.65	0.22
0.15	0.69	0.15
0.20	0.71	0.49
0.25	0.87	0.18

En el gráfico de la figura 8.9, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función del confinamiento.

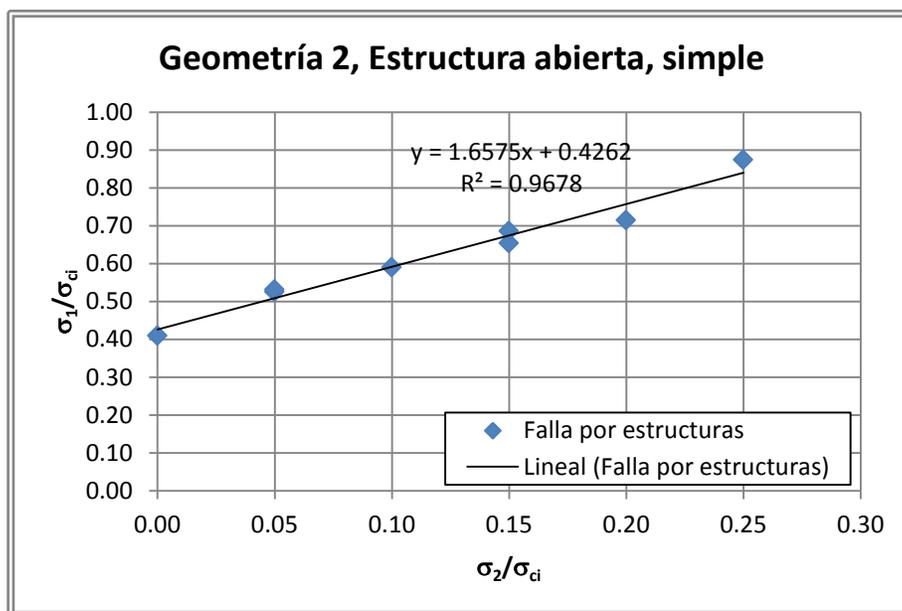


Figura 8.9 Resultados de ensayos compresión biaxial probeta con estructuras geometría 2 abiertas simple.

8.1.4 Geometría 2, estructura cerrada, simple

Para la geometría 2 con una sola estructura discontinua, cerrada, se realizaron en total 5 ensayos de compresión biaxial, de los cuales 2 fueron descartados por producirse la falla en un plano perpendicular a la aplicación de σ_1 y σ_2 . Los resultados obtenidos en cada uno de estos ensayos se presentan en la tabla 8.5.

Tabla 8.5 Resultados ensayo de compresión biaxial geometría 2, cerrada simple.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0.000	1.09	0.29
0.025	1.16	2.96
0.050	1.25	0.30

En el gráfico presentado en la figura 8.10, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función del confinamiento y la recta de mejor ajuste.

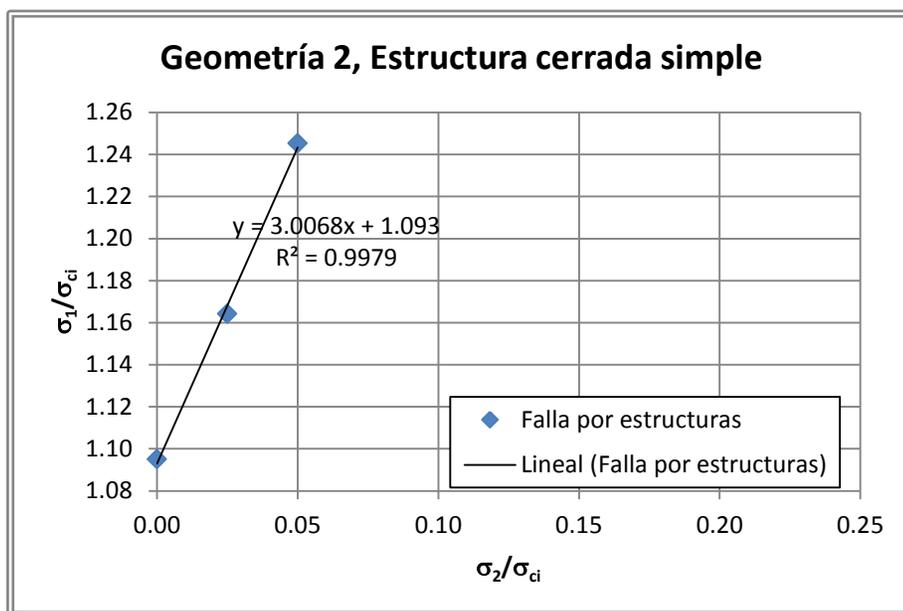


Figura 8.10 Resultados de ensayos compresión biaxial en probetas con estructura correspondiente a la geometría 2, cerrada, simple.

En este caso, se puede ver que el modo de falla es similar al modo de falla presentado en el caso de estructuras abiertas, pero con un gran número de fallas primarias o “wing cracks”, las que se desarrollan en sentido paralelo a la tensión principal mayor. Este modo de falla se puede ver en la figura 8.11.



Figura 8.11 Ejemplo de falla geometría 2, cerrada, simple.

En este caso, es interesante notar que, tal como se ha mencionado en los estudios de mecánica de fractura, en primer lugar se generan las fallas primarias. Las cuales se propagan desde un extremo de las estructuras, hasta los bordes de la probeta de forma paralela a la tensión principal mayor, en este caso estas grietas se generan sin producir un cambio perceptible en la resistencia. Luego se generan las grietas secundarias paralelas a las estructuras, con una caída de resistencia brusca y una falla frágil.

8.1.5 Geometría 1, conjunto de estructuras abiertas

A continuación se presentan los resultados de los ensayos de compresión biaxial realizados sobre probetas con familias de estructuras discontinuas, conformadas por

5 estructuras discontinuas paralelas. Para estructuras correspondientes a la geometría 1, con estructuras abiertas se realizó un total de 7 ensayos correctos. Los resultados obtenidos a partir de estos ensayos se presentan en la tabla 8.6.

Tabla 8.6 Resultados de los ensayos de compresión biaxial en probetas con un conjunto de estructuras con geometría 1, abiertas.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0.00	0.27	0.16
0.00	0.26	0.01
0.05	0.56	0.04
0.10	0.57	0.07
0.15	0.66	0.31
0.20	0.77	0.40
0.25	0.71	0.10

En todos estos ensayos se produjo una falla por rotación de bloques. Sin embargo, en casos de bajo confinamiento se presentó una falla de rotación, pero con una matices de falla plana, es decir una falla mixta entre rotación y falla plana. Dicho modo de falla ocurrió en uno de los ensayos sin confinamiento y en el ensayo con un confinamiento correspondiente al 5% de la carga de rotura. En la figura 8.12 se presenta una foto de una probeta, correspondiente a esta geometría, ya ensayada.



Figura 8.12 Ejemplo de falla probeta con conjunto de estructuras con geometría 1, abiertas.

En el gráfico presentado en la figura 8.13, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función del confinamiento y la recta de mejor ajuste.

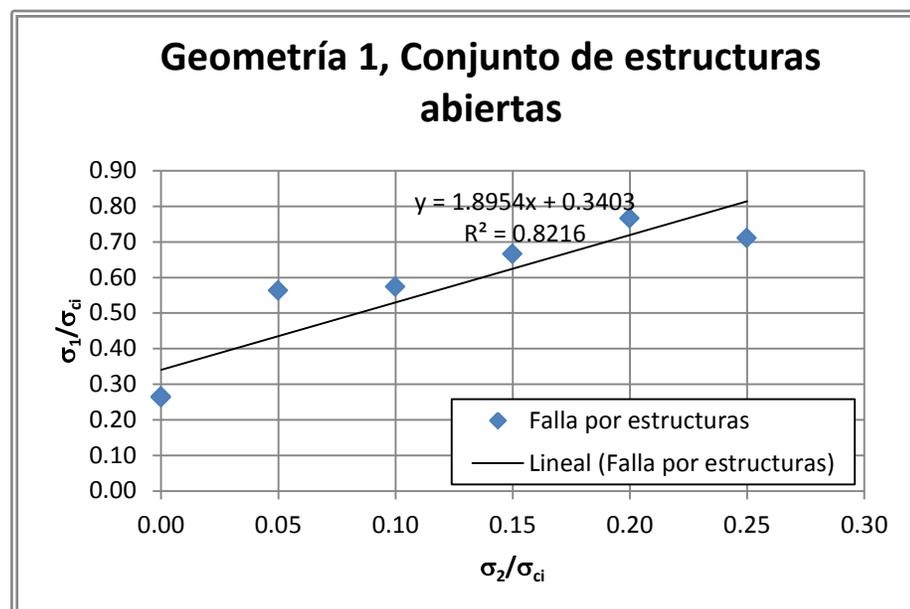


Figura 8.13 Resultados de ensayos de compresión biaxial en probeta con conjuntos de estructuras con geometría 1, abiertas.

8.1.6 Geometría 1, conjunto de estructuras cerradas

Para probetas con un conjunto de estructuras cerradas, correspondientes a la geometría 1, se realizó un total de 5 ensayos válidos. Los resultados obtenidos a partir de estos ensayos se presentan en la tabla 8.7. Los ensayos inválidos se consideraron de esta manera por producirse una falla vertical que cruza independiente de las estructuras.

Tabla 8.7 Resultados de ensayos de compresión biaxial en probetas con conjuntos de estructuras cerradas con geometría 1.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0.00	1.03	0.21
0.00	0.81	0.15
0.05	1.08	0.39
0.10	1.13	0.40
0.15	1.22	0.31

En este caso se presentó un modo de falla muy similar a una falla plana, conectando las estructuras paralelas entre sí. En la mayor parte de los casos la falla presenta también una componente de escalonamiento. La componente de escalonamiento se ve más claramente en los ensayos con menor confinamiento. Un ejemplo del modo de falla típico se presenta en la figura 8.14. Este modo de falla presenta un comportamiento muy frágil sin caídas de resistencia previas a la falla general, pero con una resistencia residual importante posterior a la falla.



Figura 8.14 Ejemplo de falla de probeta con un conjunto estructuras cerradas, con geometría 1.

En el gráfico de la figura 8.15, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función de la tensión principal intermedia y la recta de mejor ajuste.

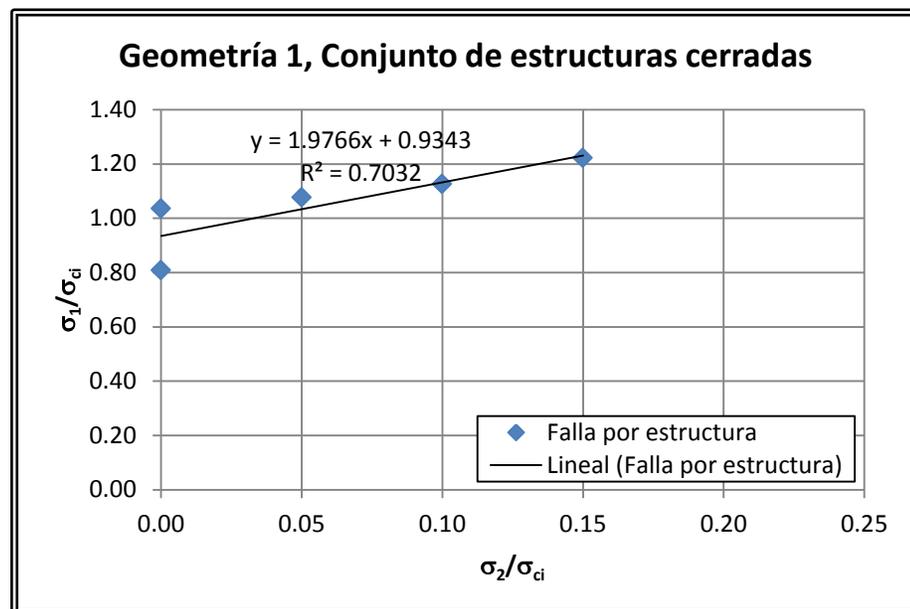


Figura 8.15 Resultados de ensayos de compresión biaxial en probetas con un conjunto de estructuras con geometría 1 y estructuras cerradas.

8.1.7 Geometría 2, conjunto de estructuras cerradas

Para probetas con conjuntos de estructuras abiertas correspondientes a la geometría 2, se realizó un total de 8 ensayos válidos. Los resultados obtenidos a partir de estos ensayos se presentan en la tabla 8.8.

Tabla 8.8 Resultados de los ensayos de compresión biaxial realizados sobre probetas con un conjunto de estructuras abiertas con geometría 2.

$\frac{\sigma_y}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_x}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0.00	0.08	0.02
0.00	0.08	0.08
0.02	0.08	0.06
0.05	0.09	0.10
0.05	0.10	0.22
0.07	0.09	0.18
0.10	0.08	0.35
0.10	0.08	0.32

La resistencia presentada por las probetas con esta configuración, resultó ser extremadamente baja. Dado que las estructuras están en 45°, la resistencia es igualmente baja en el sentido de la aplicación de la carga principal como en el sentido de la aplicación del confinamiento, lo que generó que no fuera posible alcanzar el valor de los confinamientos mayores al 10% de la resistencia a compresión simple. Hay que notar que los resultados se presentan los resultados se presentan como σ_x y σ_y para indicar que en algunos casos la probeta falló al momento de aumentar el confinamiento, es decir al cargar por el lado más largo. En todos estos ensayos se produjo falla por rotación de bloques, un ejemplo del tipo de falla se presenta en la figura 8.16.



Figura 8.16 Ejemplo de falla en probetas con un conjunto de estructuras abiertas con geometría 2.

En el gráfico presentado en la figura 8.17, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función del confinamiento aplicado y la recta de mejor ajuste.

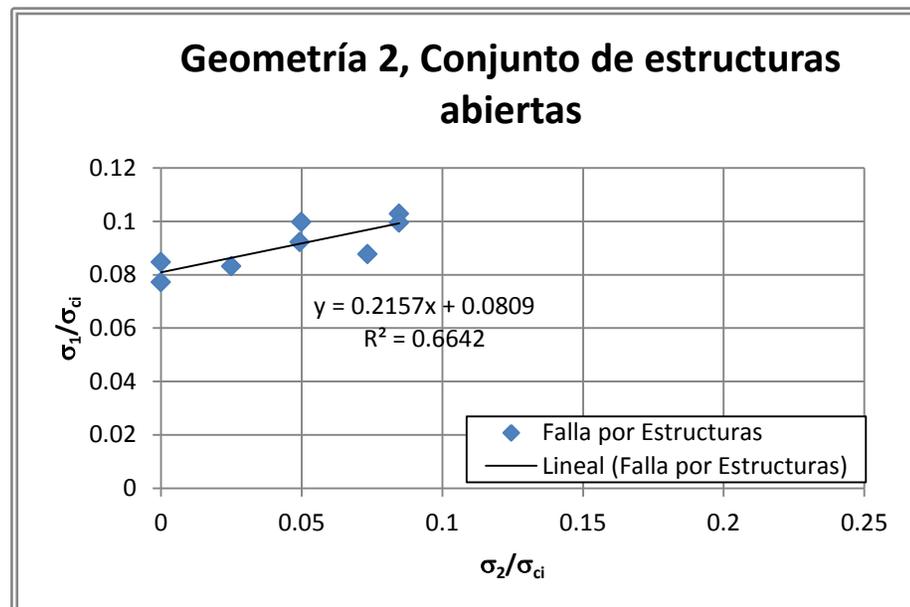


Figura 8.17 Resultados de ensayos de compresión biaxial en probetas con un conjunto de estructuras abiertas con geometría 2.

En este gráfico se puede ver que la resistencia máxima alcanzada en este ensayo ronda el 10% de la resistencia del material intacto. Además, se puede ver que presenta un ángulo de fricción negativo, esto es una clara influencia del modo de falla en la resistencia de las probetas con esta geometría.

8.1.8 Geometría 2, conjunto de estructuras cerradas

Para probetas con un conjunto de estructuras cerradas correspondientes a la geometría 2, se realizó un total de 8 ensayos de los cuales sólo 4 se considera válidos. Al igual en las probetas de con un conjunto de estructuras cerradas con geometría 1, se presentan dos tipos de fallas inválidas. Fallas verticales que cruzan las estructuras prácticamente independiente de ellas y falla a través de un plano en que la tensión de confinamiento es nula (los mismos que se presentaron en casos de material intacto). En la figura 8.18 se presenta el primer modo de falla en inválido mencionado anteriormente.

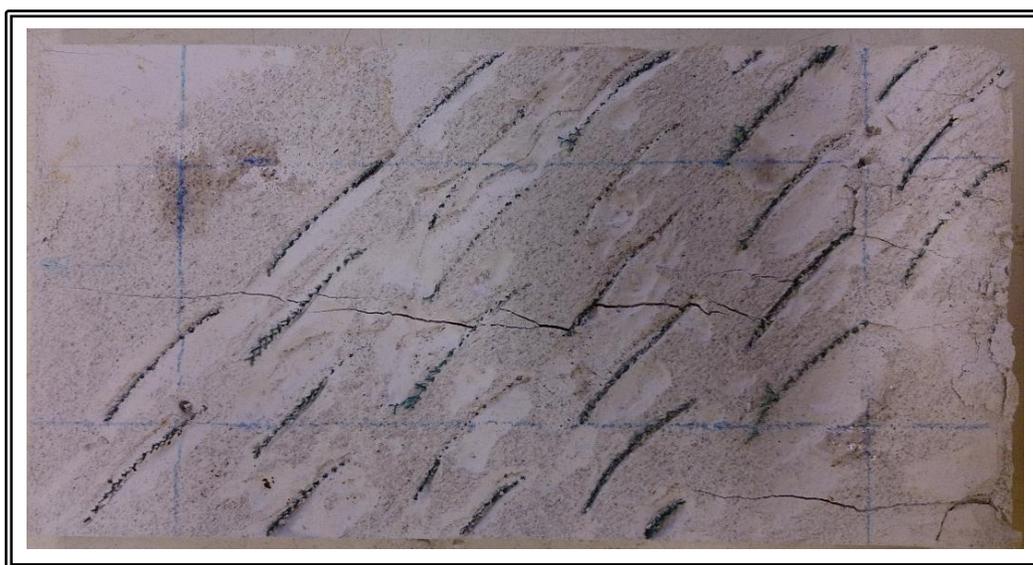


Figura 8.18 Falla inválida vertical independiente de los planos.

En la tabla 8.9, se presentan la resistencia y la deformación unitaria última obtenida en los ensayos de compresión biaxial para los ensayos considerados válidos.

Tabla 8.9 Resultados de ensayos de compresión biaxial en probetas con conjuntos de estructuras cerrada con geometría 2.

$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}}$	u_{rotura} (%)
0.00	1.08	0.33
0.00	1.12	0.23
0.03	1.12	0.18
0.05	1.26	0.09

En la figura 8.19 se presenta una falla obtenida en probetas con un conjunto de estructuras con geometría 2 con estructuras cerradas.



Figura 8.19 Ejemplo de falla típico en probetas con un conjunto de estructuras cerradas correspondientes a la geometría 2.

En el gráfico presentado en la figura 8.20, se presenta la resistencia obtenida a partir de los ensayos biaxiales en función del confinamiento y la recta de mejor ajuste.

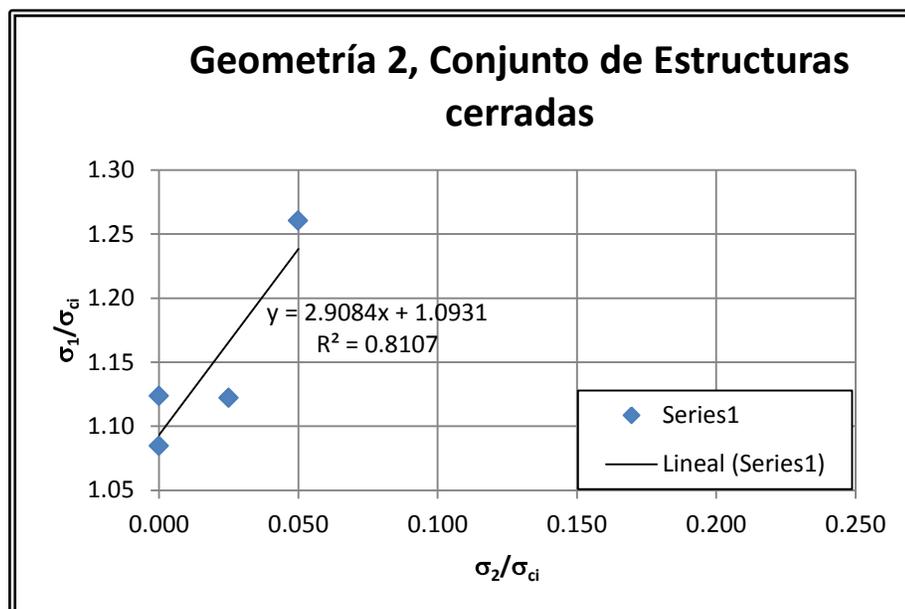


Figura 8.20 Resultados de los ensayos de compresión biaxial sobre probetas con un conjunto de estructuras cerradas con geometría 2.

8.2 Resumen observaciones y resultados de ensayos de laboratorio

Es importante notar que si bien se midieron deformaciones horizontales durante este estudio, estas no pudieron ser utilizadas en esta investigación dado que se utilizó un sistema de medición extremadamente flexible, por lo que la medición de la deformación horizontal se ve ampliamente afectada por la deformación vertical, lo que genera un sesgo importante en la información.

Lógicamente, dado que se utilizó el mismo sistema para la medición de deformaciones en el sentido de aplicación de la carga principal mayor se produce un sesgo en el valor obtenido a partir de esta medición, pero dado que se realizó una medición en cada lado de la probeta y se promedian estos dos valores y que las deformaciones en el sentido de la tensión principal intermedia es considerablemente menor que la deformación en el sentido de la tensión principal mayor, se logra

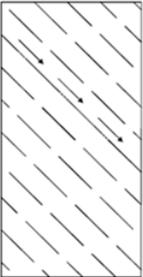
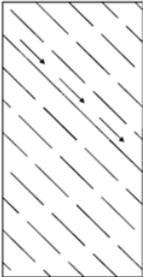
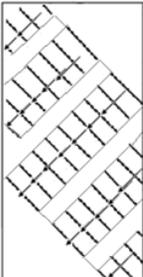
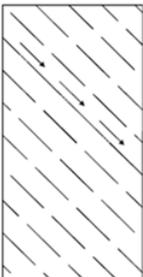
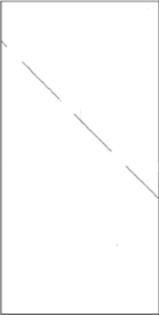
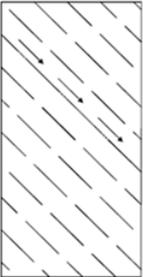
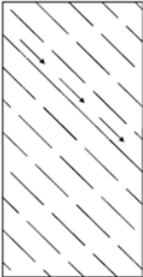
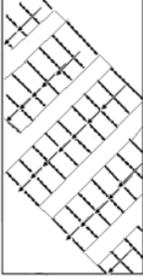
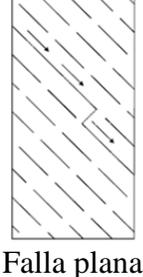
reducir casi completamente ese sesgo y el efecto de las rotaciones de las probetas. Además, se realizaron ensayos específicos para la medición de este sesgo mediante medición de deformaciones en los costados y en el centro de la probeta donde la deformación producto del módulo de Poisson es nula y se logró concluir que el sesgo en la deformación vertical debido a la deformación horizontal es menor al 1%.

Otro efecto importante producto de la flexibilidad del método de medición de deformaciones en un material tan frágil es que las deformaciones post rotura no pueden ser registradas con exactitud.

En síntesis, se pueden considerar representativas del comportamiento real de las probetas las deformaciones verticales antes de la falla de la probeta, pero no se pueden considerar representativas las deformaciones horizontales en ningún momento ni las deformaciones verticales post falla.

Por otro lado, se puede resumir el programa de ensayos de laboratorio en 9 casos, el primero de estos corresponde a probetas intactas, en este caso, tal como lo predice la teoría de Mohr-Coulomb, se presentó consistente mente un modo de falla plano a través de un plano con confinamiento nulo. El modo de falla presentado en cada uno de los otros casos se presenta en la tabla 8.10.

Tabla 8.10 Tipo de falla obtenido según geometría y estructura.

Geometría	Estructura abierta	Estructura cerrada
	 Falla plana	 Falla plana
	 Falla por rotación	 Falla plana
	 Falla plana	 Falla plana
	 Falla por rotación	 Falla plana con escalonamiento

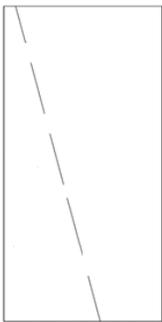
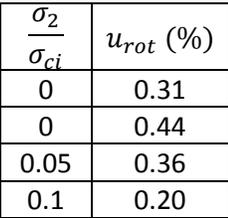
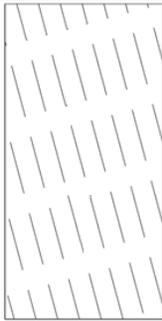
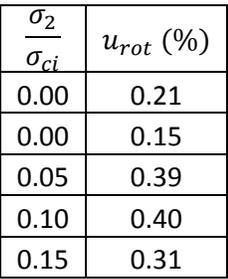
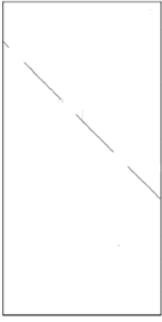
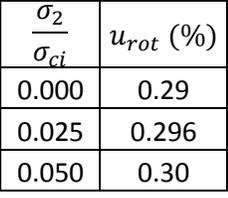
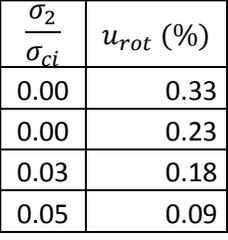
De la misma forma, las tablas 8.11 y 8.12 presentan tablas de resumen con propiedades resistentes de Mohr-Coulomb obtenida para cada una de estas series de ensayos y las deformaciones en función de la tensión principal secundaria.

Tabla 8.11 Propiedades resistentes según tipo de ensayo.

Geometría	Tipo	Tipo de estructura	c kg/cm^2	ϕ (°)
	Intacta		38.7	4.1
1	Simple	Abierta	10.7	22.6
1	Simple	Cerrada	33.3	13.5
2	Simple	Abierta	13.9	14.3
2	Simple	Cerrada	26.6	30.1
1	Conjunto	Abierta	10.4	18.0
1	Conjunto	Cerrada	28.0	19.2
2	Conjunto	Abierta	7.3	-40.2
2	Conjunto	Cerrada	27.0	29.2

Aquí se debe notar que en el caso de la probeta con un conjunto de estructuras con geometría 2 y estructuras abiertas, se obtiene como resultado un ángulo de fricción negativo, cabe destacar que en este caso no se logró alcanzar confinamientos del orden del 10% ni aun aumentando ambas caras de forma gradual, lo que demuestra la presencia de un ángulo de fricción negativo. Esto puede explicarse posiblemente por el modo de falla de la probeta.

Tabla 8.12 Resumen deformación de rotura por ensayo

Geometría	Estructura abierta		Estructura cerrada		
	$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	u_{rot} (%)	$\frac{\sigma_2}{\sigma_{ci}}$	u_{rot} (%)	
	0	0.09		0	0.31
	0.05	0.13		0	0.44
	0.1	0.07		0.05	0.36
	0.1	0.08		0.1	0.20
	0.15	0.17			
	0.15	0.11			
	0.2	0.22			
	0.2	0.49			
	0.00	0.16		0.00	0.21
	0.00	0.01		0.00	0.15
	0.05	0.04		0.05	0.39
	0.10	0.07		0.10	0.40
	0.15	0.31		0.15	0.31
	0.20	0.40			
	0.25	0.10			
	0.00	0.11		0.000	0.29
	0.05	0.57		0.025	0.296
	0.05	0.56		0.050	0.30
	0.10	0.08			
	0.15	0.22			
	0.15	0.15			
	0.20	0.49			
	0.25	0.18			
	0.00	0.02		0.00	0.33
	0.00	0.08		0.00	0.23
	0.02	0.06		0.03	0.18
	0.05	0.10		0.05	0.09
	0.05	0.22			
	0.07	0.18			
	0.08	0.35			
	0.08	0.32			

De esta tabla resumen de deformaciones de rotura se puede ver que, en la mayoría de los casos, en que las estructuras están abiertas se presenta un aumento de la deformación a medida que aumenta el confinamiento, pero se presenta el caso contrario en el que las estructuras se encuentran cerradas.

Además, se realizó 2 ensayos en los que probetas que fallaron por rotación de bloques se mantuvieron con confinamiento constante y se continuó aplicando deformación mediante el gato hidráulico y como resultado se obtuvo que la falla por rotación de bloques puede presentar una resistencia post falla de hasta un 30% más que la resistencia a la que se produce la primera falla. Por otro lado, se realizó el mismo ensayo para casos de falla plana y se obtiene resistencia constante menor a la resistencia última y deformaciones mucho mayores.

9. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se hará una revisión y análisis de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio. En este caso se presentará análisis de los modos de falla, resistencia, ductilidad y se realizarán comparaciones entre los distintos modos de falla.

En primer lugar, es importante notar que en cada uno de los casos particulares no se presentó una variación clara en el modo de falla presentado por las probetas al cambiar el confinamiento. Pero si se presentó una importante variación del modo de falla al comparar estructuras abiertas con estructuras cerradas.

Es también muy interesante ver la variación de resistencia que se presentó al comparar probetas con los diferentes tipos de estructuras en función de sus propiedades resistentes. Es interesante por ejemplo realizar la comparación de la resistencia máxima de probetas con estructuras simples, tanto abiertas como cerradas, y comparar dichos valores con la envolvente teórica, calculada suponiendo válido el criterio de Jennings.

Es también muy importante analizar la envolvente de resistencia obtenida para cada una de las geometrías en comparación con la envolvente de Jennings y del material intacto. Además, es interesante observar la envolvente de falla en función del mecanismo de falla desarrollado por la probeta.

9.1 Envolvente de Jennings

Como se mencionó anteriormente, en los experimentos realizados en laboratorio para este estudio, para una geometría dada, el modo de falla se mantuvo constante al variar el confinamiento, es decir, para todas las series de ensayos el modo de falla fue independiente del confinamiento. Los modos de falla obtenidos para cada tipo de

probeta se presentan en la tabla 8.10. En primer lugar, es importante notar que las probetas con sólo una estructura no persistente, fallaron consistentemente a través del plano de debilidad definido por la estructura no persistente, tal como se predice a través de la teoría propuesta por el criterio de Jennings.

Dado que se le está imponiendo el ángulo con el cual se produce la falla a través de las estructuras preexistentes, predecimos la resistencia de las probetas mediante el criterio de Jennings según la ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{\frac{2 \cdot c_i}{\sigma_c} + \sigma_2 \cdot [1 + \tan(\phi) \cdot \cot(\beta)]}{1 - \tan(\phi) \cdot \tan(\beta)}$$

Mientras que las propiedades resistentes equivalentes se calculan mediante las ecuaciones:

$$c' = k \cdot c_j + (1 - k) \cdot c_i$$

$$\tan(\phi') = k \cdot \tan(\phi_j) + (1 - k) \cdot \tan(\phi_i)$$

Utilizando estas ecuaciones y las propiedades de las estructuras y el material modelo se pueden estimar las envolventes de resistencia de Jennings obtenidas de forma teórica y experimental. Estas envolventes se presentan en los gráficos 9.1 y 9.2.

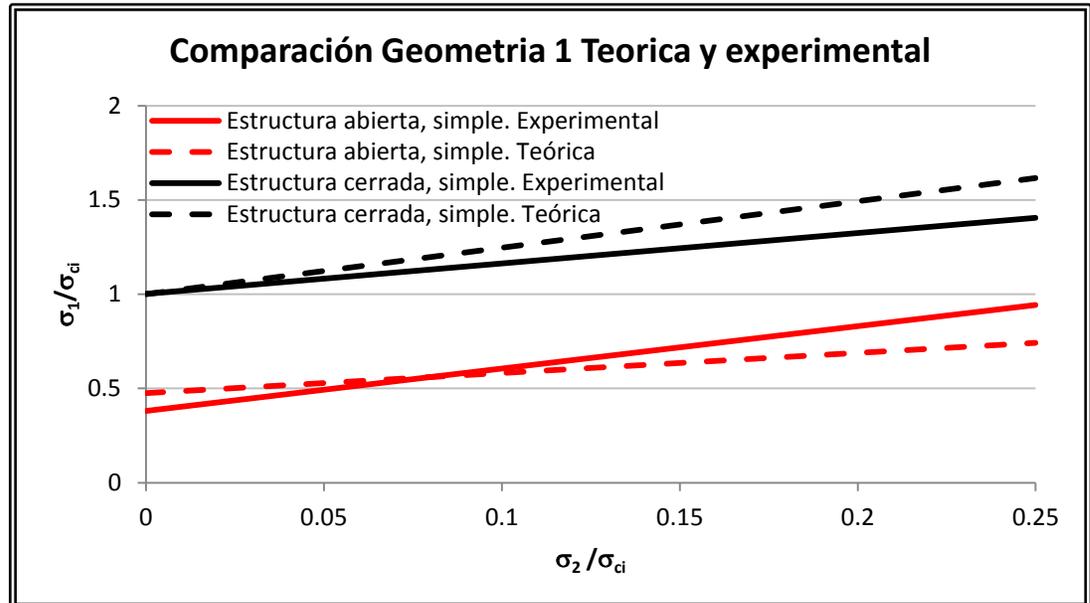


Figura 9.1 Comparación envolvente de teórica (Jennings) con resultados de ensayos de compresión biaxial con estructuras simples geometría 1

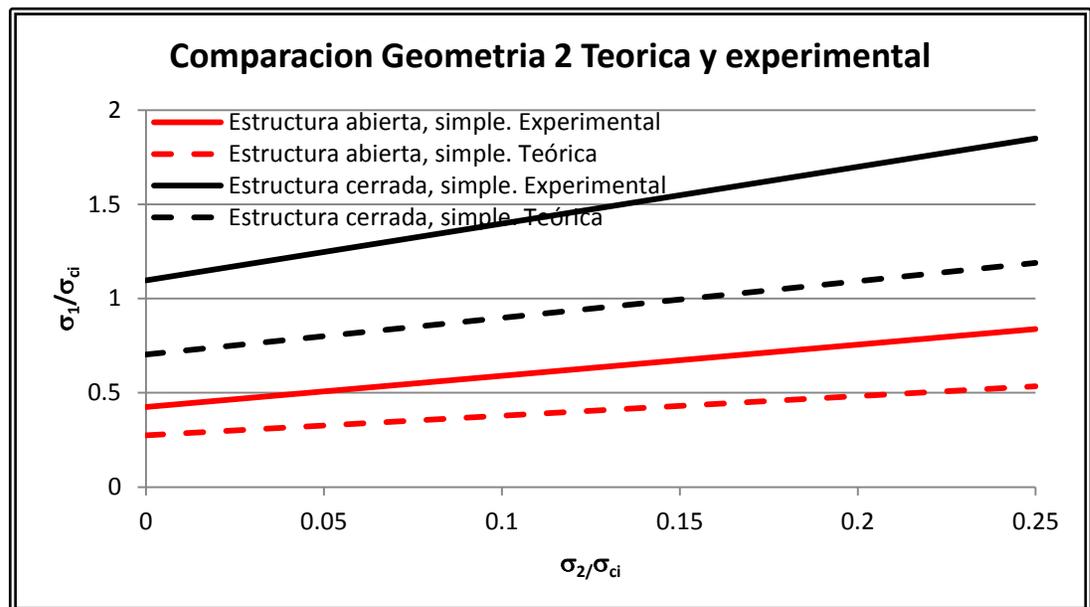


Figura 9.2 Comparación envolvente de teórica (Jennings) con resultados de ensayos de compresión biaxial con estructuras simples geometría 2.

En estas figuras, se puede ver que, el cálculo teórico de resistencia obtenido utilizando el criterio de Jennings es muy cercano a la realidad para la geometría 1. Sin embargo, para la geometría 2 la resistencia predicha de forma teórica es

considerablemente menor que la obtenida de forma experimental. Esta diferencia se debe a que el criterio de Jennings no considera de forma apropiada la redistribución de tensiones en los puentes de roca. Si bien, en este caso la envolvente de Jennings no se aproxima de forma correcta a los resultados experimentales, se puede ver que se mantiene siempre por el lado conservador.

9.2 Modo de falla

En este estudio, como se mencionó anteriormente, se pudo apreciar un modo de falla para cada caso, pero se pudo apreciar que el modo de falla cambia drásticamente al cambiar las propiedades de las estructuras. En ambas geometrías, al ensayar probetas con conjuntos de estructuras no persistentes, abiertas, se presenta un modo de falla por rotación de bloques. En cambio cuando las estructuras son cerradas, el modo de falla se asemeja mucho a un modo de falla plano. Por lo tanto, se deduce que el modo de falla depende fuertemente de las propiedades de las estructuras. Siendo el modo de falla de rotación de bloques el modo de falla preferente para estructuras muy débiles y el modo de falla plano para estructuras resistentes.

9.3 Comparación entre probetas con estructuras abiertas y probetas con estructuras cerradas

Dado que el principal objetivo de esta investigación es evaluar el efecto de las propiedades resistentes de las estructuras en la resistencia y modo de falla en probetas con estructuras no persistentes, se compara, en primer lugar, la resistencia obtenida a través de ensayos biaxiales en probetas con la misma geometría, pero con estructuras abiertas y estructuras cerradas.

En la figura 9.3 se presenta un gráfico con la comparación de la resistencia obtenida experimentalmente para las 4 series correspondientes a la geometría 1 y la envolvente obtenida para el material intacto.

Estructuras cerradas

En este gráfico se observa que la envolvente de resistencia de las probetas con estructuras cerradas está por sobre la envolvente del material intacto, en principio puede suponerse que es por el efecto de fibra que genera la malla utilizada para generar las estructuras lo que hace que aumente la resistencia del material en el sentido del plano con tensión de confinamiento nula, esta aseveración se supone correcta dado que se presenta en todos los casos en que hay estructuras cerradas.

Las probetas con sólo una estructura no persistente cerrada, presentaron prácticamente la misma resistencia que las probetas con conjuntos de estructuras no persistentes. En ambos casos la falla se desarrolló a través de un plano definido por una estructura. Sin embargo, en las probetas con conjuntos de estructuras se presentó además una componente de escalonamiento a bajos confinamientos.

Estructuras abiertas

Se puede observar que la diferencia entre la resistencia de probetas con una estructura no persistente abierta y las con un conjunto de estas es mayor al aumentar el confinamiento, esto se puede explicar por el modo de falla registrado en las probetas con un conjunto de estructuras abiertas, ya que el modo de falla por rotación de bloques no presenta un aumento de resistencia importante con el confinamiento.

Comparación estructura abiertas y estructuras cerradas

Tal como era de esperarse, la resistencia de las probetas con estructuras cerradas es considerablemente mayor que la resistencia de las probetas con estructuras abiertas. Sin embargo, la pendiente de la resistencia de las probetas con estructuras abiertas es mayor que la de la con estructuras cerradas, es decir, a mayor confinamiento la diferencia entre la resistencia de las series con estructuras abiertas y las con estructuras cerradas es menor. También se puede notar en este gráfico que la diferencia en la resistencia entre probetas con estructuras abiertas y cerradas es mayor para el caso con un conjunto de estructuras que para el caso con estructuras simples, esto se debe a que el modo de falla por rotación de bloque presenta una resistencia menor que la falla por un plano definido por una estructura.

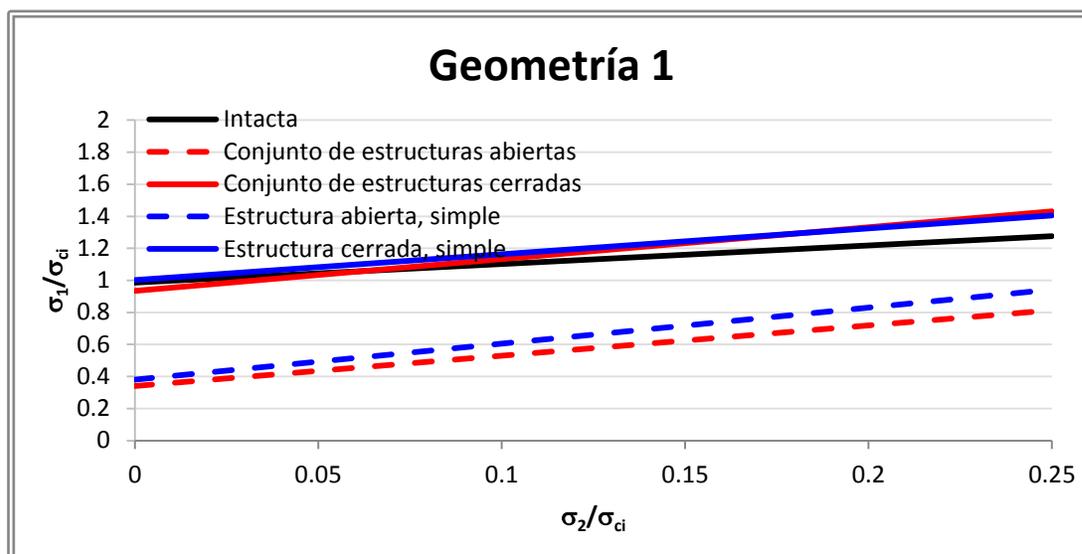


Figura 9.3 Comparación ensayos geometría 1.

En la figura 9.4, se presenta el gráfico homólogo para estructuras con 45° con respecto a la vertical.

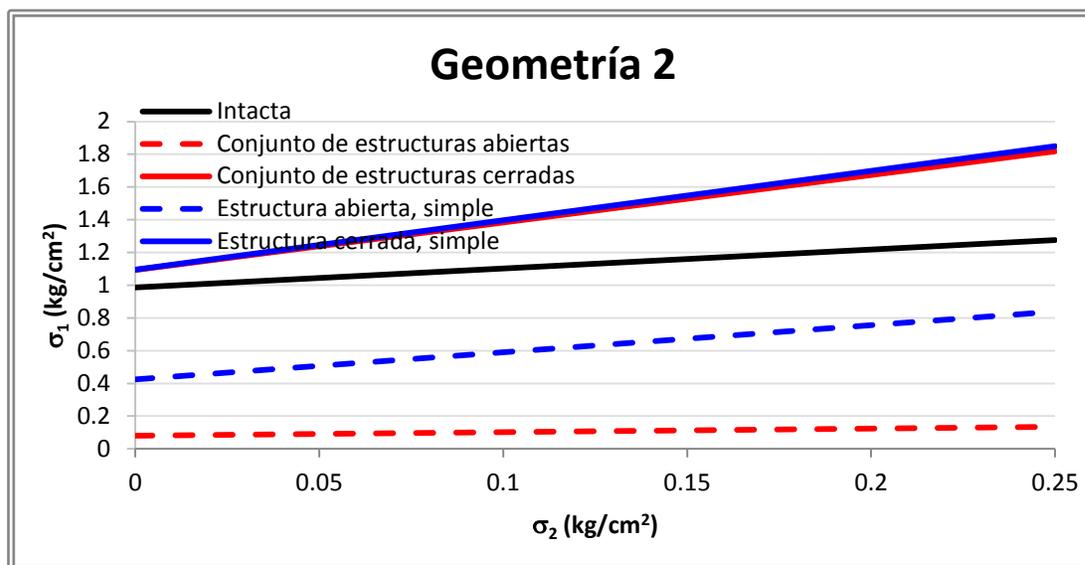


Figura 9.4 Comparación ensayos geometría 2.

Estructuras abiertas

Uno de los resultados más interesantes de este gráfico es que la resistencia de probetas con un conjunto de estructuras abiertas es prácticamente constante, es decir, la resistencia es casi independiente del confinamiento. Esto se debe a que presenta un modo de falla por rotación de bloques, el cual se ve favorecido por la resistencia de las estructuras y por la geometría. Es importante mencionar que este modo de falla presenta una importante componente de tracción en los puentes de roca, es por esto que el confinamiento influye muy poco en la resistencia.

Estructuras cerradas

Observando esta figura se aprecia, una vez más, que las probetas con estructuras cerradas tienen una resistencia mayor que la del material intacto, y en este caso la diferencia es aún mayor que en el caso anterior. Esto comprueba la hipótesis de que el aumento de resistencia se produce por el efecto de las mallas en el material intacto, ya que se produjo en todos los casos con mallas, y que la resistencia aumenta cuando

las mallas son más perpendiculares al plano por el cual fallaron las probetas intactas ensayadas a compresión biaxial.

También, se observa que la resistencia de las probetas con una estructura simple cerrada es prácticamente igual a la resistencia de las probetas con conjuntos de estructuras cerradas. Esto se debe a que el modo de falla es prácticamente el mismo en ambos casos.

Comparación estructura abiertas y estructuras cerradas

Al igual que en la geometría 1, las probetas con estructuras con estructuras cerradas presentan una resistencia considerablemente mayor que las con estructuras abiertas. En este caso a diferencia de la geometría 1, sólo las probetas con una estructura no persistente abierta presentan un aumento de resistencia mayor con el confinamiento que las con estructuras cerradas. En cambio, las probetas con un conjunto de estructuras no persistentes presentan una resistencia muy baja y sólo un leve aumento de resistencia con el confinamiento, por lo que la diferencia de resistencias entre probetas con estructuras abiertas y cerradas es cada vez mayor.

En ambas geometrías, se observa que al ensayar probetas con un conjunto de estructuras abiertas se produce un modo de falla por rotación, mientras que al ensayar estructuras cerradas se produce un modo de falla plano, se concluye por lo tanto en base a estos resultados, y a otros ensayos observados en la bibliografía, que el modo de falla por rotación está asociado a estructuras con propiedades resistentes muy bajas, mientras que, el modo de falla plano a estructuras con propiedades resistentes mayores. No se presencié, en este estudio, ninguno de los otros modos de

falla presentados en la revisión bibliográfica, pero se puede suponer que se encuentran en un caso intermedio entre los observados.

9.4 Comparación geometrías estudiadas

A continuación se realizará una comparación entre los ensayos realizados con características similares, pero para las geometrías diferentes. Los gráficos de comparación se presentan en las figuras de la 9.5 a la 9.8.

Estructura simple, abierta

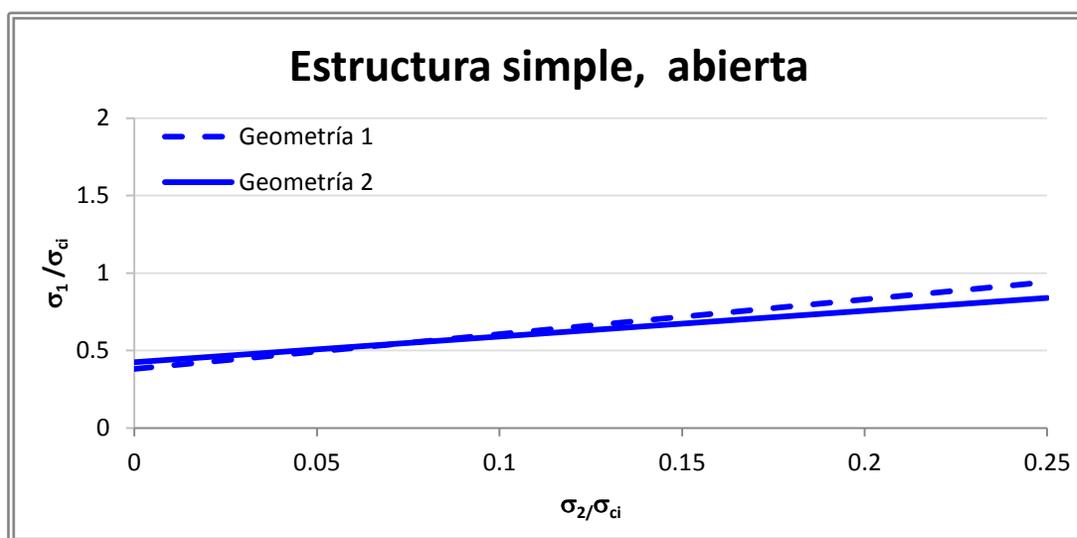


Figura 9.5 Comparación ensayos con estructuras simples y abiertas geometría 1 y 2.

En figura 9.5 se aprecia que la resistencia obtenida para las probetas con geometrías 1 y 2 con estructuras simples, abiertas, es muy similar, variando cuál de ellas es mayor en función del confinamiento con el que se realiza el ensayo.

Estructura simple, cerrada

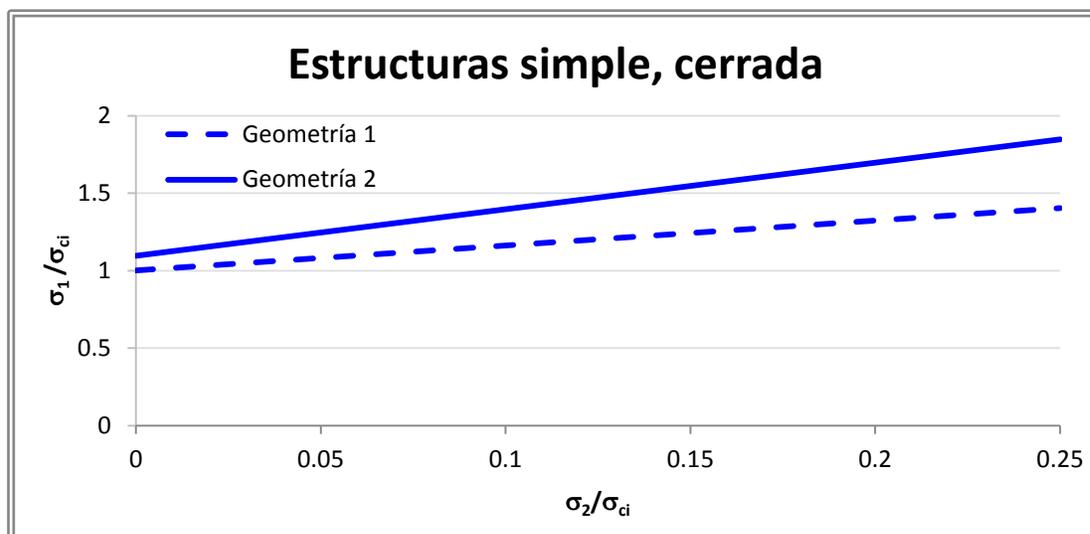


Figura 9.6 Comparación ensayos con estructuras simples y cerradas geometría 1 y 2.

En el gráfico de la figura 9.6, se ve que, a diferencia del caso anterior, la resistencia de las probetas con geometría 2, es mayor que la de las probetas con geometría 1. Este resultado contrasta con el presentado en la figura 9.5 donde no se observó gran diferencia de resistencia entre las distintas geometrías. Es decir la resistencia varía de forma diferente en función de la resistencia de las estructuras, a pesar de que el modo de falla sea el mismo, esto se debe a que el confinamiento en los puentes de roca varía mucho dependiendo de las propiedades de las estructuras y a que la resistencia de la estructura cambia con el ángulo con respecto a la tensión principal mayor. Este resultado demuestra que la resistencia depende de forma importante de la geometría y las propiedades resistentes de las estructuras.

Conjunto de estructuras abiertas

En la figura 9.7, se presenta un gráfico de la resistencia desarrollada por probetas con conjuntos de estructuras abiertas, en él se puede ver que la resistencia de la probetas con geometría 2 es mucho menor que la de las con geometría 1. Comparando este

gráfico (figura 9.7) con el presentado en la figura 9.5, en el que se ve que la resistencia desarrollada en este mismo caso pero por estructuras simples es similar para las dos geometrías, se puede concluir que la disminución de la resistencia es mucho mayor para la geometría 2 que para la geometría 1. Por lo tanto, se concluye que el modo de falla por rotación afecta mucho más, y por lo tanto es más probable que ocurra en casos en que la tensión principal mayor se aleja del paralelismo o perpendicularidad de las estructuras.

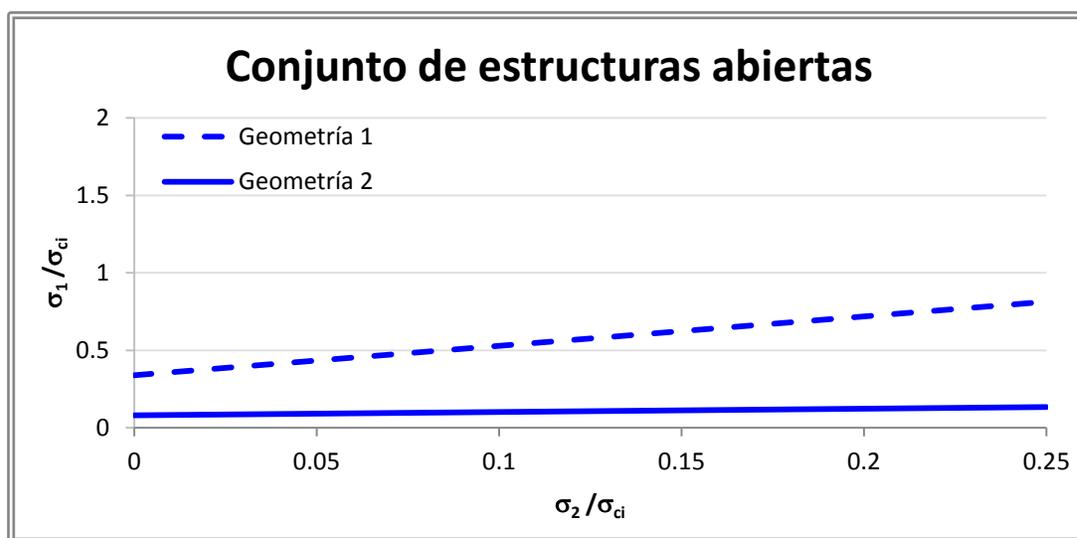


Figura 9.7 Comparación ensayos con conjuntos de estructuras abiertas, geometría 1 y 2.

Conjunto de estructuras cerradas

Observando el gráfico de la figura 9.8, se ve que las probetas con conjuntos de estructuras cerradas con geometría 2 son más resistentes que las probetas con un conjunto de estructuras cerradas con geometría 1, pero la resistencia en ambos casos se mantiene prácticamente constante con respecto a la resistencia para probetas con estructuras simples (ver figura 9.6). Es decir ninguna de las geometrías presentó una disminución de resistencia al pasar de ensayar probetas con una estructura simple, cerrada, a probetas con un conjunto de estructuras cerradas.

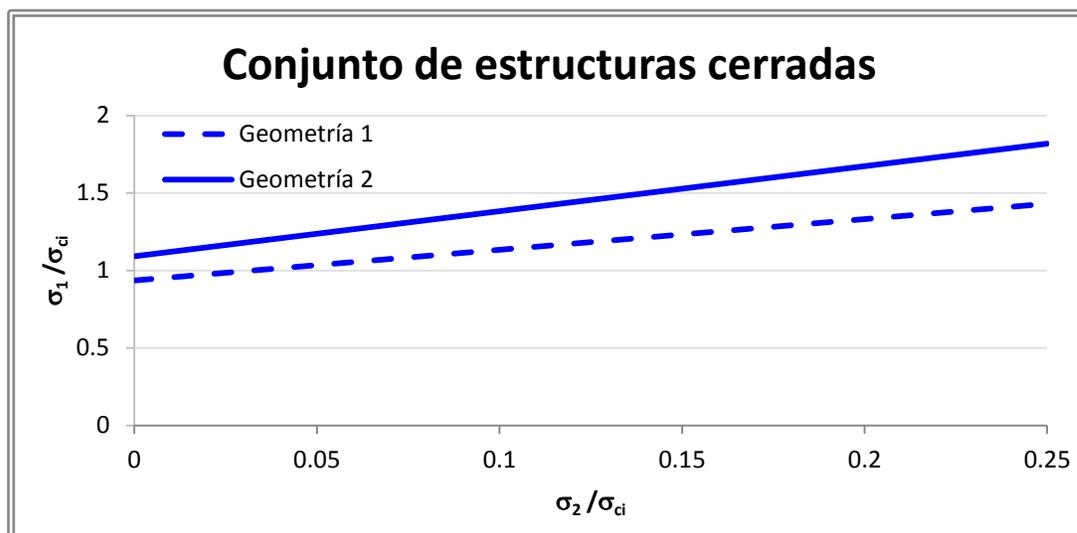


Figura 9.8 Comparación ensayos con un conjunto de estructuras cerradas, geometría 1 y 2.

Por lo tanto, en función de estos resultados y los resultados observados en la bibliografía, se puede decir que el modo de falla por rotación de bloques es mucho más probable de ocurrir en estructuras de baja resistencia y con geometrías desfavorables. En este caso la geometría dos resultó ser mucho más desfavorable que la geometría 1 para efectos de rotación de bloques, llegando incluso a generar una resistencia máxima prácticamente independiente del confinamiento.

En la figura 9.5 se presenta un gráfico con la resistencia de probetas con conjuntos de estructuras, abiertas y cerradas, con ambas geometrías.

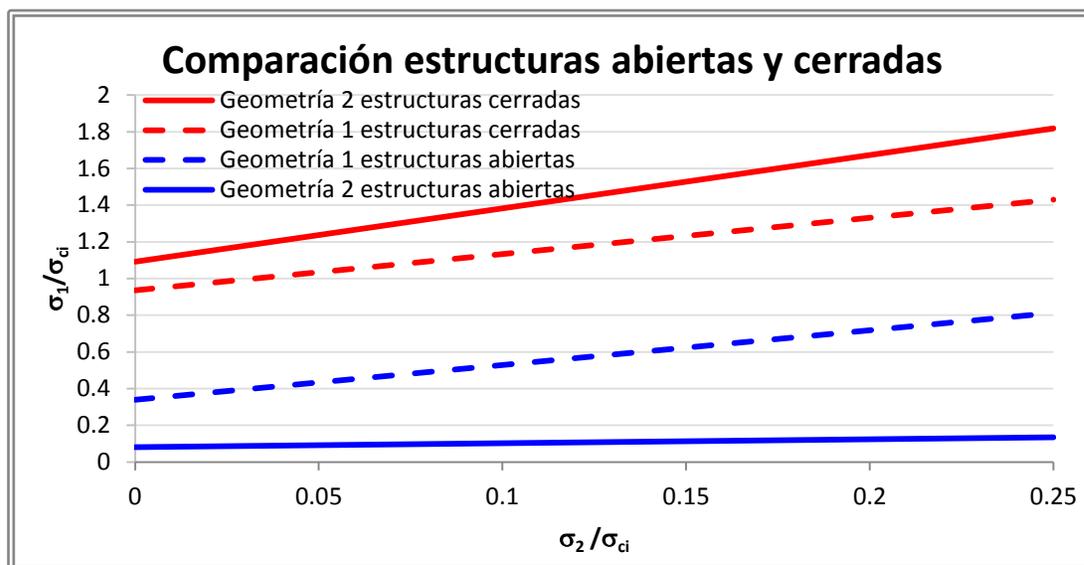


Figura 9.9 Comparación estructuras abiertas y cerradas

En este gráfico se puede ver que las probetas con conjuntos de estructuras cerradas con geometría 2, presentan una resistencia mayor que la con conjunto de estructuras cerradas con geometría 1. Sin embargo, las probetas con conjuntos de estructuras abiertas con geometría 2 presentan una resistencia considerablemente menor que las con geometría 1. Es decir, la disminución de resistencia al cambiar de estructuras cerradas a abiertas es mucho mayor para la geometría 2.

Además, se puede deducir de estos resultados que el modo de falla depende en gran medida de la resistencia de las estructuras, llegando incluso, a ser más importante que la geometría de las estructuras y la tensión principal intermedia. Para estructuras con propiedades resistentes muy bajas es más probable que ocurra un modo de falla por rotación de bloques, mientras que para estructuras con propiedades resistentes cercanas al material intacto, es más probable que se presente un modo de falla plana. Es importante mencionar que el modo de falla plana estudiada a través de las estructuras simples, para simular el modo de falla supuesto por el criterio de

Jennings, resultó ser una envolvente superior de la resistencia de las probetas con un conjunto de estructuras.

También, es importante notar que para la falla plana la resistencia predicha por el criterio de Jennings es, en los 4 casos estudiados, menor que la resistencia experimental para fallas planas. Por lo tanto, para las geometrías estudiadas en esta investigación, el criterio de Jennings entrega resultados conservadores de la resistencia máxima, siempre que se desarrolle una falla plana.

Por último es importante notar que el criterio de Jennings no es conservador en caso en que el modo de falla no corresponde a un modo de falla plana, por lo tanto en probetas con estructuras no persistentes, con propiedades resistentes bajas en comparación con la resistencia de los puentes de roca, el criterio de Jennings sobreestimaré la resistencia del macizo rocoso.

10. CONCLUSIONES

Para el desarrollo de esta investigación se consideraron 3 etapas principales: 1) desarrollo de un material modelo que represente de manera adecuada las propiedades de las rocas, 2) generación de estructuras caracterizables y reproducibles y 3) estudio del efecto de la resistencia las estructuras en macizos rocosos con estructuras no persistentes mediante ensayos biaxiales.

En la primera etapa, mediante revisión bibliográfica y ensayo y error de diferentes muestras, se logró desarrollar un material que representa de forma adecuada el comportamiento de un material rocoso, en cuanto a sus propiedades adimensionales y fragilidad.

En la segunda etapa, se logró desarrollar y caracterizar 4 estructuras correctamente, las cuales resultaron reproducibles con un nivel de variabilidad aceptable. Además, se logró una caracterización adecuada para tensiones normales bajas y para tensiones normales dentro del rango de aplicabilidad ingenieril.

Finalmente, se estudió el comportamiento modelos de macizos rocosos con sistemas de estructuras no persistentes. Para esto, se realizaron ensayos biaxiales sobre probetas de 5x15x30 cm. con estructuras no persistentes simples, conjuntos de estructuras no persistentes con estructuras abiertas o estructuras cerradas y con dos geometrías diferentes. Mediante estos ensayos, se obtuvo curvas tensión deformación, resistencia máxima y modo de falla.

Mediante el estudio de probetas con estructuras no persistentes simples, se estudió la aplicabilidad del criterio de Jennings y se logró obtener una envolvente experimental correspondiente a la resistencia desarrollada por una estructura no persistente. De estos

ensayos, se pudo concluir que el criterio de Jennings se ajusta muy bien a la resistencia obtenida experimentalmente para un conjunto de estructuras discontinuas con estructuras de 5 cm. y puentes de roca de 2 cm., orientadas a 15° con respecto a la tensión principal mayor. Pero, se subestima en alrededor de un 25% la resistencia en caso de una estructura discontinua con estructuras de 5 cm. y puentes de roca de 2 cm., orientada a 45° con respecto a la tensión principal mayor. Este incremento en la resistencia mayor se asocia, según lo visto en la bibliografía, a tensiones de confinamiento en los puentes de roca mayores a los supuestos por los modelos teóricos.

Al ensayar geometrías con conjuntos de estructuras no persistentes, en vez de estructuras simples, se pretendió evaluar el cambio en el modo de falla y resistencia de las probetas. Mediante estos ensayos, se logró observar, en probetas con conjuntos de estructuras abiertas, con las 2 geometrías mencionadas anteriormente, un cambio en el modo de falla de uno plano, a uno por rotación de bloques, con una reducción de resistencia importante. Esta reducción de resistencia se hizo mayor en la geometría de estructuras inclinadas a 45° con respecto a la tensión principal mayor. Por otro lado, también se observó que las probetas con estructuras cerradas no presentaron cambio en el modo de falla, manteniendo una de falla plana y una resistencia muy similar a la obtenida en las probetas con estructuras no persistentes simples.

Por lo tanto, el modo de falla en estructuras con propiedades resistentes bajas tiende a ser por rotación de bloques, mientras que en estructuras competentes tiende a ser plano. En este estudio, se observó que las propiedades de las estructuras son aún más importantes para el modo de falla que la geometría de las estructuras y la tensión principal intermedia.

Además, se logró determinar que existe una fuerte correlación entre el modo de falla, la resistencia, las deformaciones y la ductilidad de las probetas. El modo de falla por rotación presenta un comportamiento dúctil, que puede alcanzar incluso resistencias mayores a un confinamiento constante, y una resistencia muy baja con un incremento de resistencia muy bajo en función de la tensión principal intermedia. Mientras que el modo de falla plana, corresponde a un modo de falla frágil con comportamiento post falla dúctil, pero con una disminución importante de la resistencia. Además presenta una resistencia alta y un aumento importante de resistencia en función de la tensión principal intermedia.

En los ensayos con una estructura discontinua se observó que, para la geometría estudiadas, el criterio de Jennings es conservador para casos en los que se presentó falla a través de un plano definido por una estructura. Según lo observado en este estudio, se puede decir que el criterio de Jennings es conservador para el caso de estructuras competentes, pero no es conservador en caso de que las propiedades del modelo favorezcan una falla por rotación. Según lo observado en este estudio, el criterio de Jennings no es conservador en casos en que se presenten sistemas de estructuras no persistentes con resistencia baja. Esta implicancia es de gran importancia en ingeniería, dado que tanto en taludes como en túneles, el cálculo de resistencia se realiza utilizando los supuestos de falla plana y estructura equivalente utilizando el criterio de Jennings.

Si bien la persistencia es uno de los parámetros más difíciles de cuantificar, en la práctica podría cuantificarse mediante retro análisis o métodos estadísticos. El modo de falla desarrollado en cada caso podría evaluarse de forma posterior a un evento, y en función de este, modificar las resistencias estimadas y eventualmente el diseño de un talud.

Si bien aún falta mucha comprensión del fenómeno, se han logrado establecer características geométricas y de resistencia que favorecen los diferentes modos de falla. Este conocimiento puede ser de gran valor para la minería a cielo abierto, donde los taludes se diseñan con un margen de seguridad muy bajo, pudiendo evitar errores de en el diseño, que generen fallas a futuro, o permitiendo paredes con mayor pendiente. Esto implicaría la explotación de menor cantidad de material estéril.

BIBLIOGRAFIA

- Andreev, G.E. 1991. A review of the Brazilian test for rock tensile strength determination. Part I: calculation formula. *Mining Science and Technology*, 13, 445-456.
- Bandis S. C. 1990. Mechanical properties of rock Joints. *Rock Joints*, Barton & Stephansson (eds), Balkema, Rotterdam, 125-140.
- Barton, N. & Bandis, S. 1980. Some effects of scale on the shear strength of joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 17, 69-73. Pergamon.
- Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 1/2, 1-54.
- Barton, N. 1972. A model study of rock-joint deformation. *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 9, 579-602.
- Barton, N. 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, Elsevier, Amsterdam, 7, 287-332.
- Barton, N. 1986. Deformation phenomena in jointed rock. 8th Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Oslo. *Publ. in Geotechnique*, 36, 147-167.
- Bieniawski Z. T., Denkhaus H. G., Vogler U. W. 1969. Failure of Fractured Rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 6, 323-341.
- Bobet, A. and Einstein, H. H. 1998. Fracture Coalescence in Rock-type Materials under Uniaxial and Biaxial Compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.* 35, 863-888.
- Brady B. T. 1969. Effect of the Intermediate Principal Stress on the Fracture of Brittle Rock. *Proc. 11th Symp. Rock Mech.* 267-279. New York: American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.
- Brown, E. T. 1970. Strength of Models of Rock With Intermittent Joints. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Abstr.* 1935-1949.
- Celetino T. B. & Goodman R. E. 1970. Path dependency of rough joints in bidirectional hearing. 4th congress, ISRM, 91-98.
- Cláuver Aguiar, C., Barreto Celestino, T. and Bortolucci, A. 1998. A Failure Modes of Rock Mass Models with Non-Persistent Discontinuities. *Design and Construction in Mining, Petroleum and Civil Engineering Sao Paolo, Brazil.* 47-53.
- Cording, E., Van Sint Jan, M., Prudencio, M. 2002. Failure modes in a slope with discontinuous joints. 2002. *Congreso EUROCK 2002, Portugal.*
- Deere, D.U. 1968. Geological considerations. *Rock Mechanics in Engineering Practice* (eds. Stagg and Zienkiewicz), London: John Wiley and Sons, 1-20.
- Einstein, H. H. and Hirschfeld, R. C. 1973. Model Studies on Mechanics of Jointed Rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Abstr.:* 229-248.

- Einstein, H., Veneziano, D., Beacher, G. y O'Reilly, K. 1983. The effect of discontinuity persistence on slope stability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* 20, 227-236.
- Garrote Villar, Elisabet 2007. Efecto de la temperatura en la tenacidad de diferentes mezclas bituminosas. Capítulo 2, Ensayo de tracción indirecta. Tesis, Universidad politécnica de Cataluña.
- Griffith, A.A. 1921. The phenomena of rupture and flow in solids. *Phil. Trans. Roy. Soc. Lond.* A221, 163-198.
- Heuer & Hendron 1969. Geomechanical model study of the behavior of underground openings in rock subjected to static loads; Report 1; Development of modeling techniques. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Eng., Vicksburg, Mississippi.
- Hoek, E. 1964. Fracture of anisotropic rock. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 64, 501-518,
- Hoek, E. and Bieniawski, Z.T. 1966. Fracture propagation mechanism in hard rock. *Proc. 1st Congr. Int.Soc. Rock Mech.*, Lisbon, 243-249.
- Hoek, E. and Brown E. T. 1980. *Underground excavations in rock*. London, Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 34, 1165-1186.
- Hoek, E. and Karzulovic, A. 2000 Rock-Mass properties for surface mines. In *Slope Stability in Surface Mining* (Edited by W. A. Hustralid, M.K. McCarter and D.J.A. van Zyl), Littleton, CO: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), 59-70
- Hoek, E., and Brown E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.H. Curran) Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto., 31-38.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. 2002. Hoek-Brown criterion – 2002 edition. *Proc. NARMS-TAC Conference*, 1, 267-273.
- ISRM, suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses.
- Jaeger, J. 1960. Shear failure of anisotropic rocks. *Geol. Mag.*, 97, 65-72.
- Jamil, S. M. 1992. Strength of Non-Persistence Rock Joints. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois.
- Janeiro, R. y Einstein, H. 2010 “Experimental study of the cracking behavior of specimens containing inclusions (under uniaxial compression).” *International Journal of Fracture* 164.1, 83-102.
- Jennings, J. E. 1970. A Mathematical Theory for the Calculation of the Stability of Open Cast Mines. *Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines*, 87-102, Johannesburg.
- Kulatilake, P. H. S. W., He, W. Um, J. and Wang, H. 1997. A Physical Model Study of Jointed Rock Mass Strength Under Uniaxial Compressive Loading. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, 34, 623-633.

- Lajtai, E. Z. 1969. Strength of Discontinuous Rocks in Direct Shear. *Geotechnique*. Abstr. 19, N° 2, 219-233.
- Leichnitz, W. 1985. Mechanical properties of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, 313-321.
- Mughieda, O. S. 1997. Failure Mechanisms and Strength of non-persistent rock joints. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois.
- Mughieda, O., Karasneh, I. 2005. Coalescence of offset rock joints under biaxial loading. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, 985-999
- Nelson, R. y Hirschfeld R. Modeling a jointed rock mass. 1968. Research report, M.I.T. Department of Civil Engineering, Soils Division.
- Obert, L. y Duvall, W. *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. Londres: Wiley, 1967.
- Patton, F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st Congre ISRM*, VI, 509-514.
- Prudencio, M., Van Sint Jan, M. Strength and failure modes of rock mass models with non-persistent joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, 44(6), 890-902.
- Ramamurthy T. 1993. Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks. *Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice and Projects*. 313-329.
- Reik G. & Zacas M. 1978. Strength and Deformation Characteristics of Jointed Media in True Triaxial Compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*;15: 295-303.
- Reyes, O. & Einstein, H. H. 1991. Failure Mechanisms of Fractured Rock-A Fracture Coalescence Model. *Proceedings 7th Int. Congress on Rock Mechanics*. Abstr.; Vol 1: 333-340.
- Robertson, E. C., 1955, "Experimental Study of the Strength of Rocks," *gull. G.S.A.*, ol. 66, pp. 1275-1314, October 1955.
- Sagong, M. & Bobet, A. 2002. Coalescence of Multiple Flaws in a Rock-Model Material in Uniaxial Compression. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*;39(2):229-241.
- Shen, B., Stephansson, O., Einstein, H. H. and Ghahreman, B., Coalescence of fractures under shear stress experiments. *Journal of Geophysical Research*, 1995, 100(6), 5975±5990.
- Shen, Baotang. 1993. *Mechanics of Fractures and Intervening Bridges in Hrad Rocks*. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockolm, Sweden.
- Stimpson, B. 1968. Modelling material for engineering rock mechanics. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 7, 77-121.
- Takeuchi, K. 1991. Mixed-Mode Fracture Initiation in Granular Brittle Materials. M.S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1991.
- Tang C.A., Lin P., Wong R. H. C., Chau K. T. 2001. Analysis of Crack Coalescence in Rock-Like Materials Containing Three Flaws - Part II: Numerical Approach. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Astr.*: 38; 925-939.

- Wong , L. N. Y. & Einstein H. H. 2008. Crack Coalescence in Molded Gypsum and Carrara Marble: Part 1. Macroscopic Observations and Interpretation. *Rock Mech Rock Eng* (2009) 42:475–511.
- Wong LNY, Einstein H.H. 2006. Fracturing behavior of prismatic specimens containing single flaws. In: Proceedings of the 41st US symposium on rock mechanics (USRMS): “50 years of rock mechanics—landmarks and future challenges”, Golden, Colorado, ARMA/USRMS 06-899.
- Wong LNY, Einstein H.H. 2007. Coalescence behavior in Carrara marble and molded gypsum containing artificial flaw pairs under uniaxial compression. In: Proceedings of the 1st Canada-US rock mechanics symposium, Vancouver, Canada, 581–589.
- Wong NY 2008 Crack coalescence in molded gypsum and Carrara Marble, Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 876.
- Wong R. H. C., Chau K. T., Tang C.A., Lin P. 2001. Analysis of Crack Coalescence in Rock-Like Materials Containing Three Flaws - Part I: Experimental Approach. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Astr.*: 38; 925-939.
- Wong, R. H. C., Chau, K. T. 1997. The Coalescence of Frictional Cracks and the Shear Zone Formation in Brittle Solids Under Compressive Stresses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*: 34(3) (4):161-170.

ANEXOS

ANEXO A

Procedimiento para fabricación de probetas de corte directo con carga normal alta.



Figura A.1 Pesar arena.



Figura A.2 Pesar yeso.



Figura A.3 Mezclar yeso y arena hasta conseguir una mezcla uniforme.



Figura A.4 Se colocan moldajes sobre superficie plana.



Figura A.5 Se llena parte inferior del moldaje y se colocan los separadores inferiores.

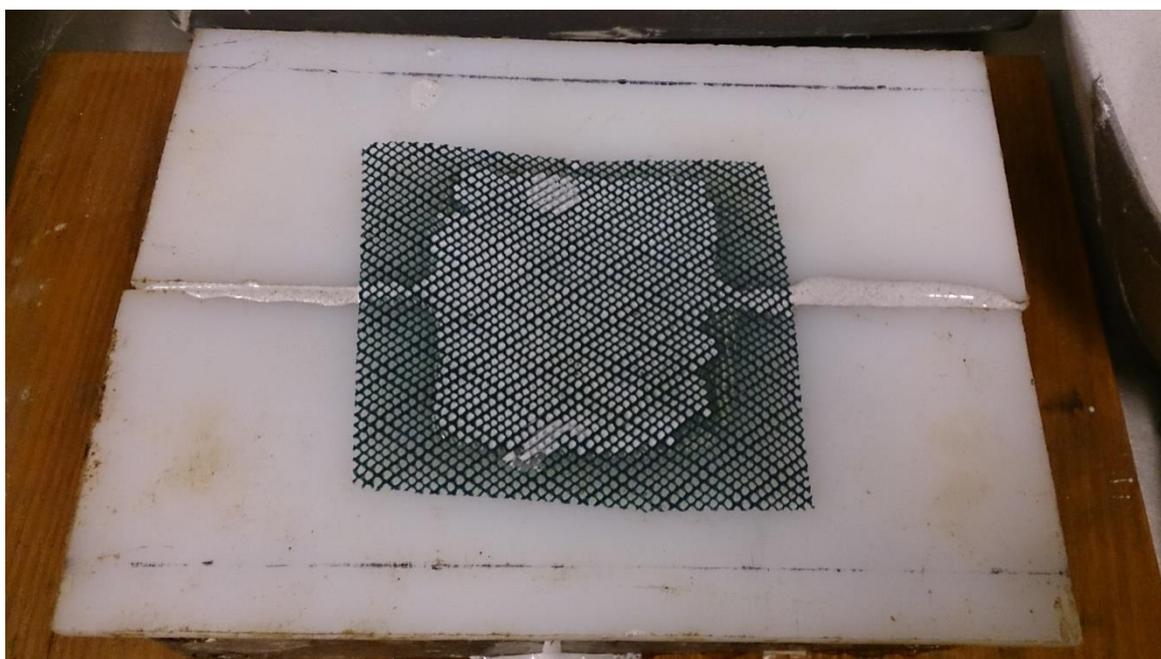


Figura A.6 Se llena el volumen de los separadores inferiores y se coloca la malla que genera la discontinuidad.



Figura A.7 Vista lateral del moldaje con separador inferior y malla.



Figura A.8 Se pone separador superior obre la malla.



Figura A.9 Vista lateral de moldaje y separadores.

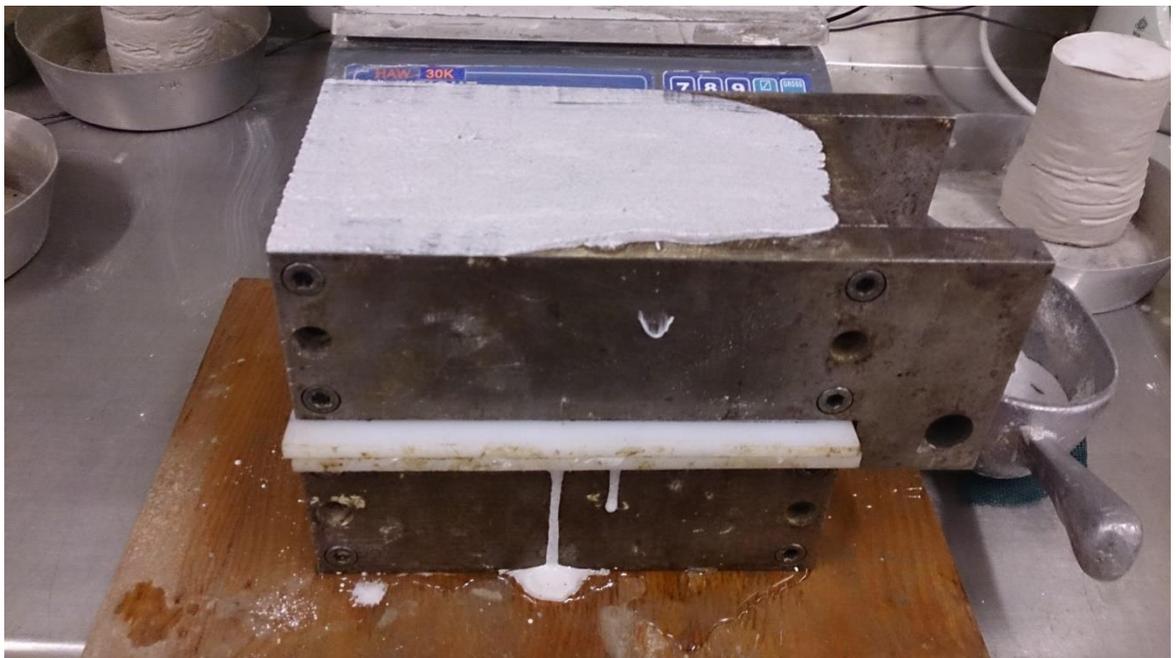


Figura A.10 Moldaje completo lleno de mezcla.



Figura A.11 Desmolde por partes.

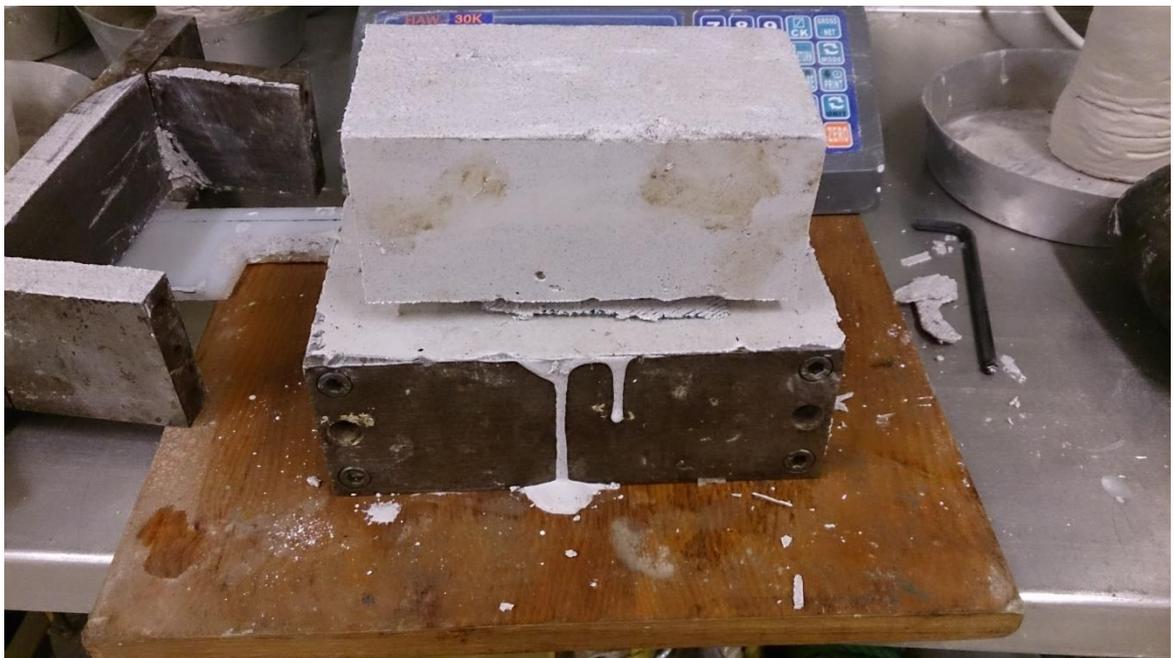


Figura A.12 Desmolde de la mitad superior.

ANEXO B

A continuación se presentan las curvas esfuerzo de corte contra desplazamiento.

Malla 1

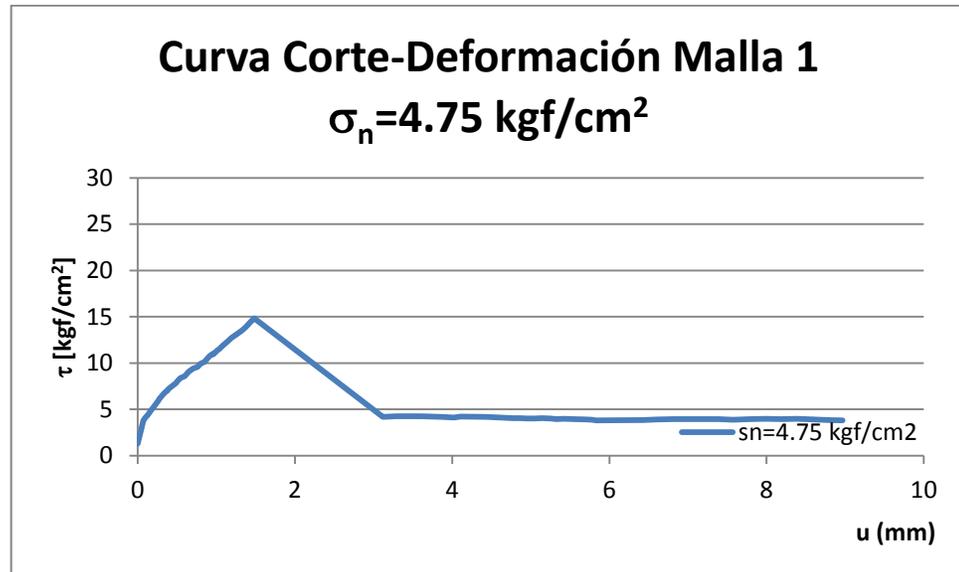


Figura B.1 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 1, con tensión normal correspondiente a 4.75 kgf/cm^2

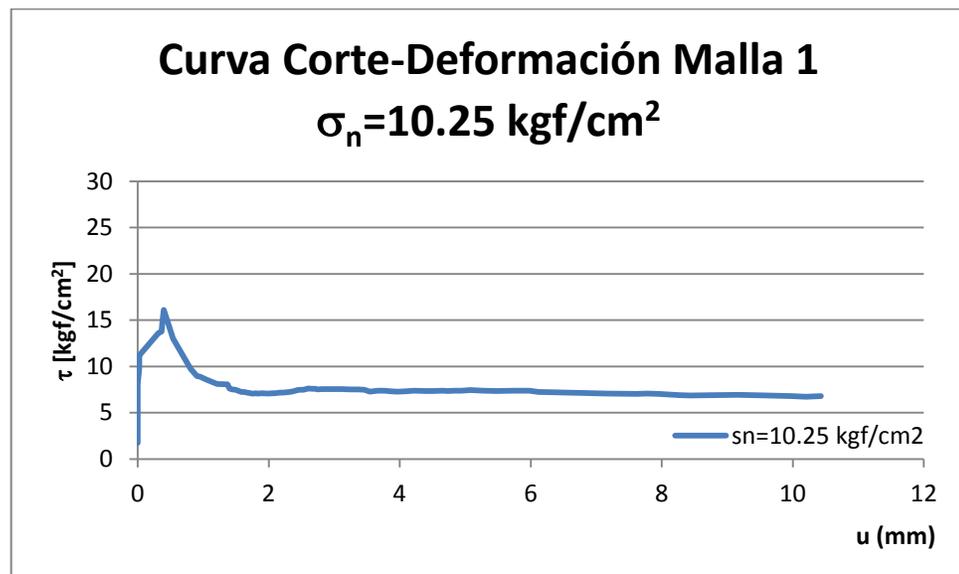


Figura B.2 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 1, con tensión normal correspondiente a 10.25 kgf/cm^2

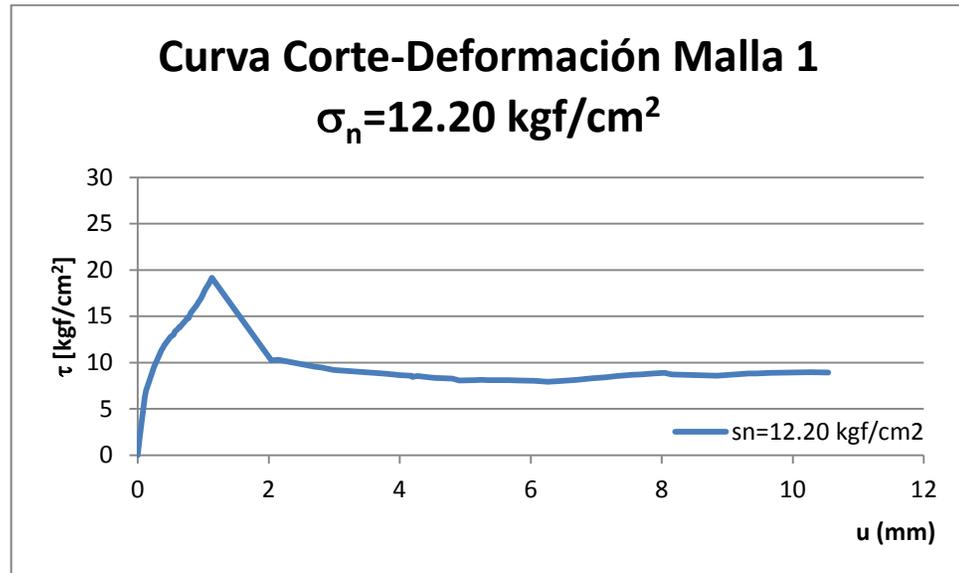


Figura B.3 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 1, con tensión normal correspondiente a 12.20 kgf/cm^2

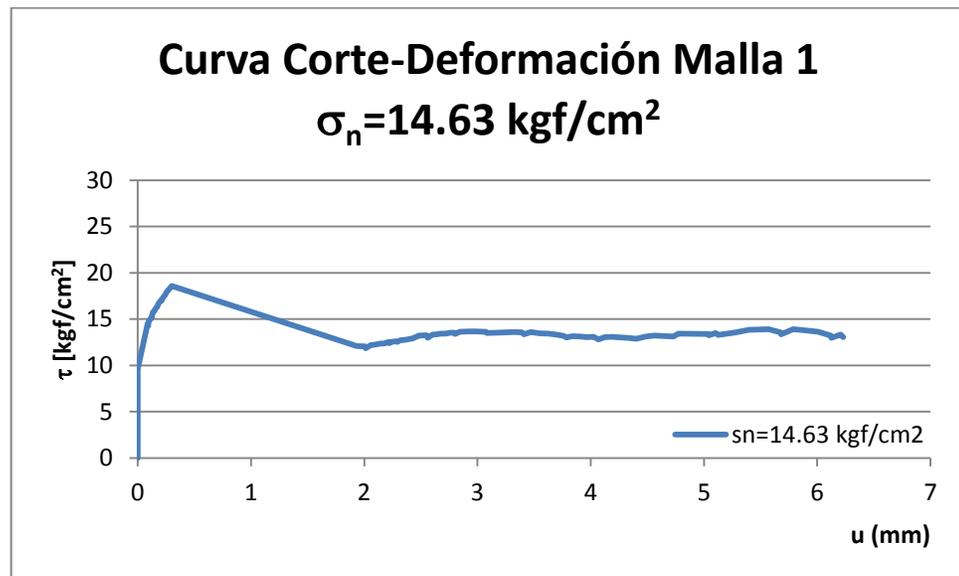


Figura B.4 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 1, con tensión normal correspondiente a 14.63 kgf/cm^2

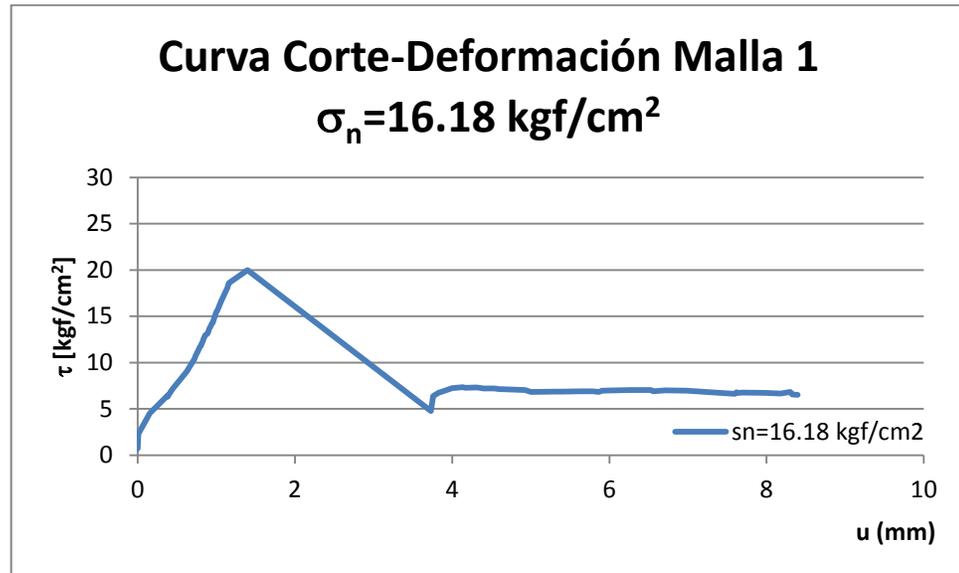


Figura B.5 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 1, con tensión normal correspondiente a 16.18 kgf/cm^2

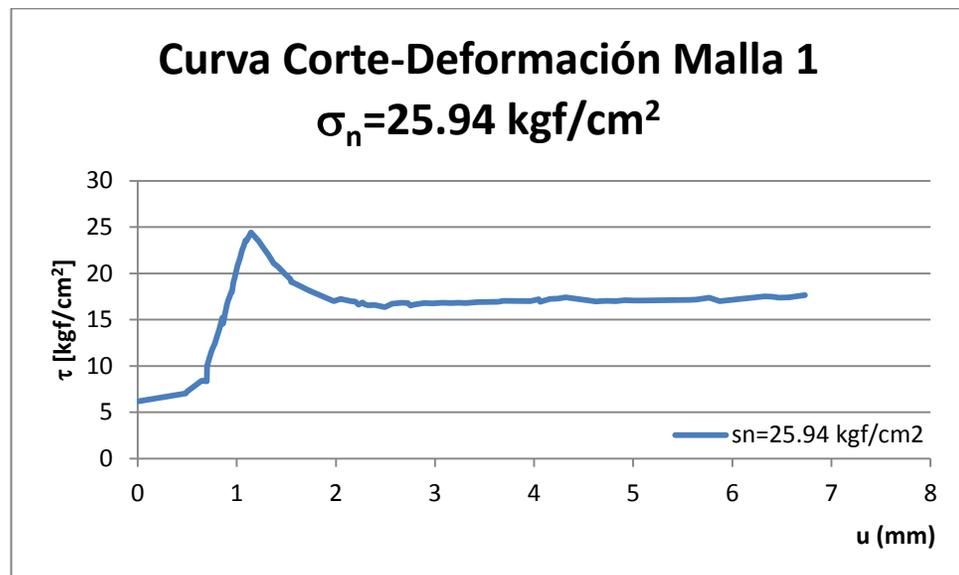


Figura B.6 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 1, con tensión normal correspondiente a 25.94 kgf/cm^2

Malla 2

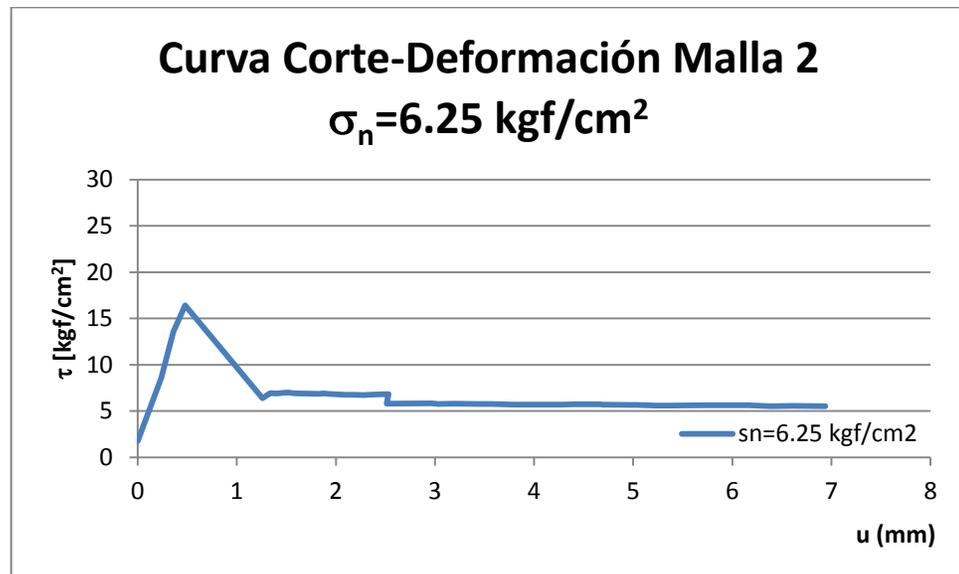


Figura B.7 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 2, con tensión normal correspondiente a 6.25 kgf/cm^2

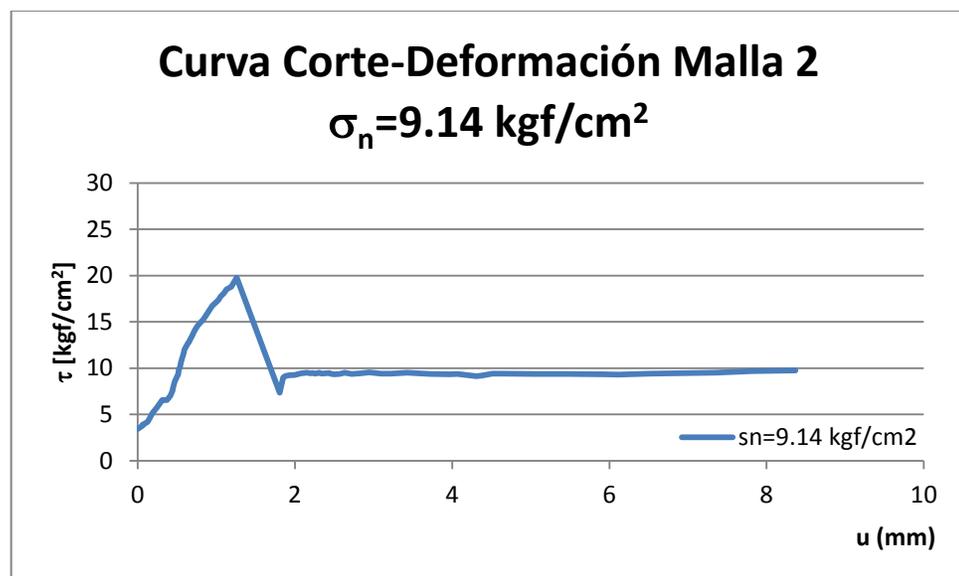


Figura B.8 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 2, con tensión normal correspondiente a 9.14 kgf/cm^2

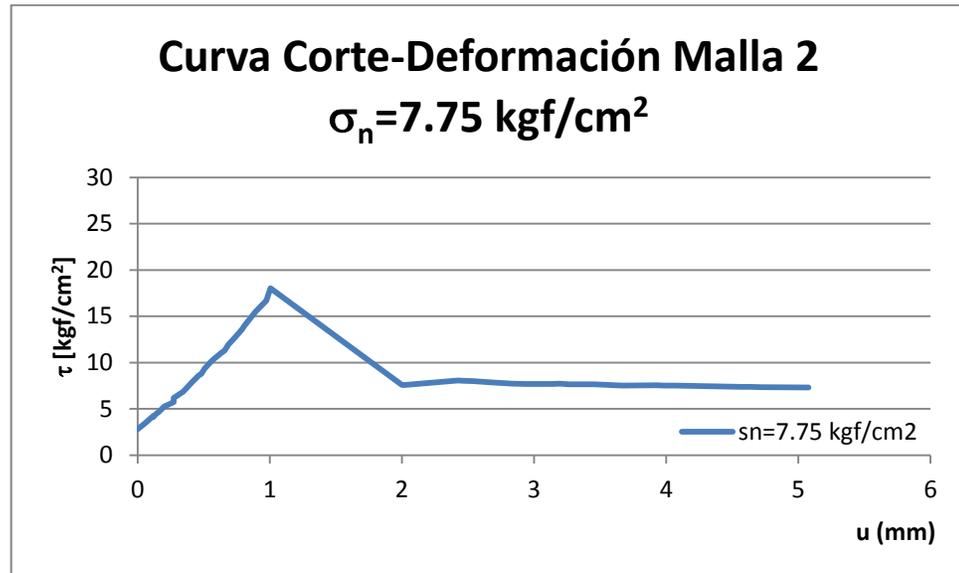


Figura B.9 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 2, con tensión normal correspondiente a 7.75 kgf/cm^2

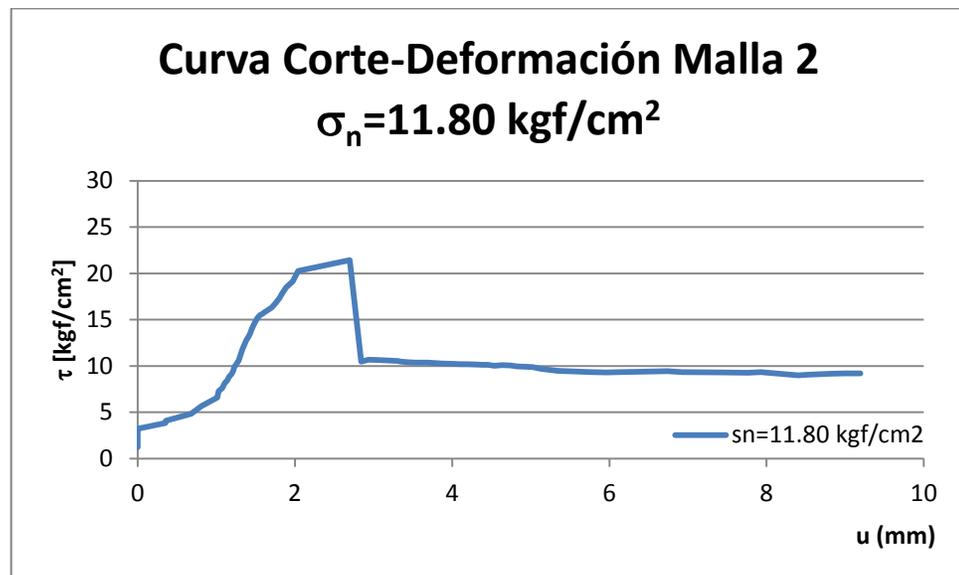


Figura B.10 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 2, con tensión normal correspondiente a 11.80 kgf/cm^2

Malla 3

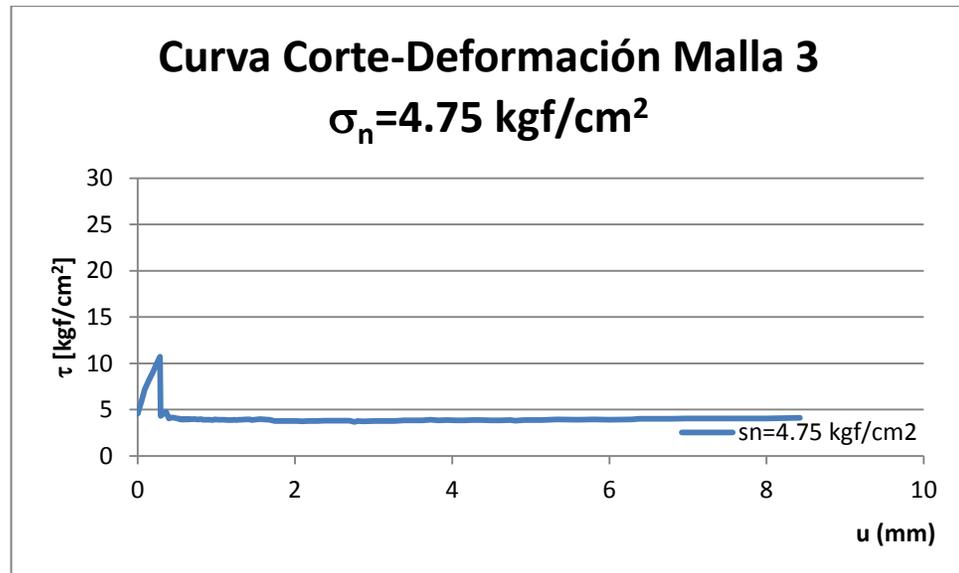


Figura B. 11 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 3, con tensión normal correspondiente a 4.75 kgf/cm^2

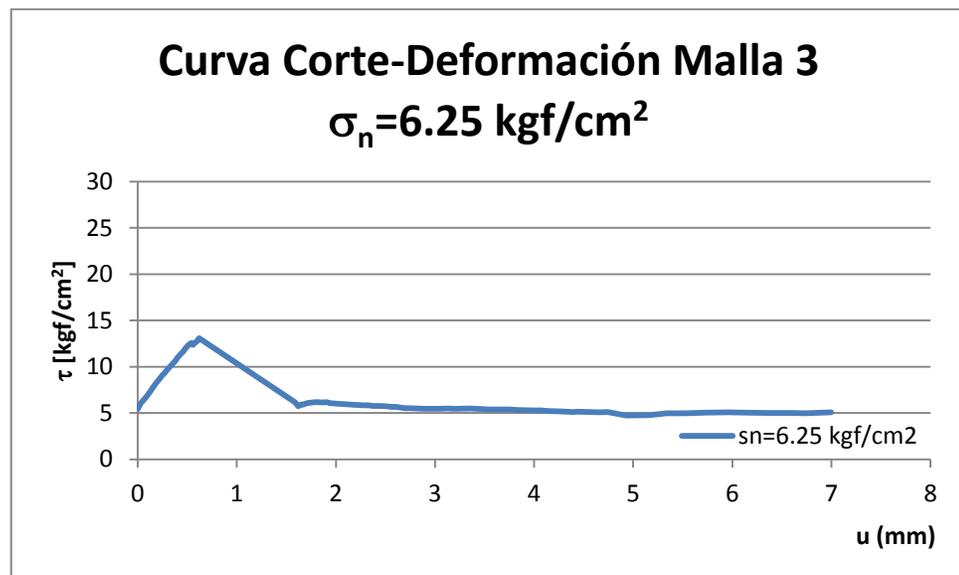


Figura B.12 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 3, con tensión normal correspondiente a 6.25 kgf/cm^2

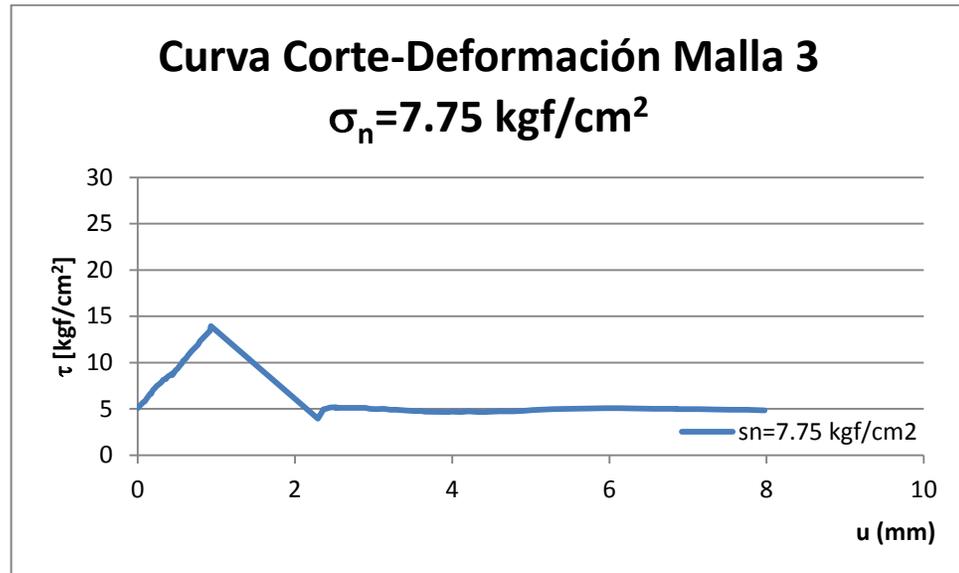


Figura B.13 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 3, con tensión normal correspondiente a 7.75 kgf/cm^2

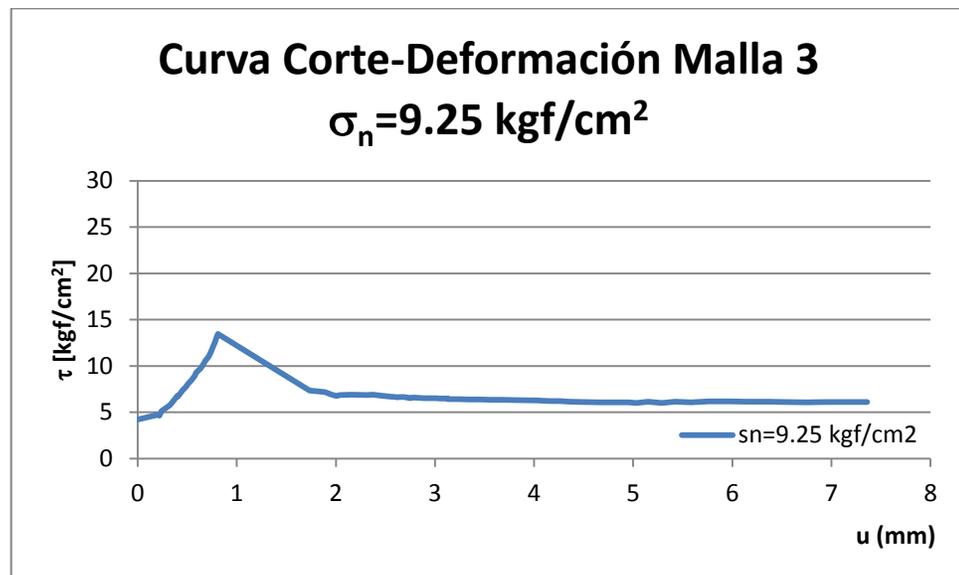


Figura B.14 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 3, con tensión normal correspondiente a 9.25 kgf/cm^2

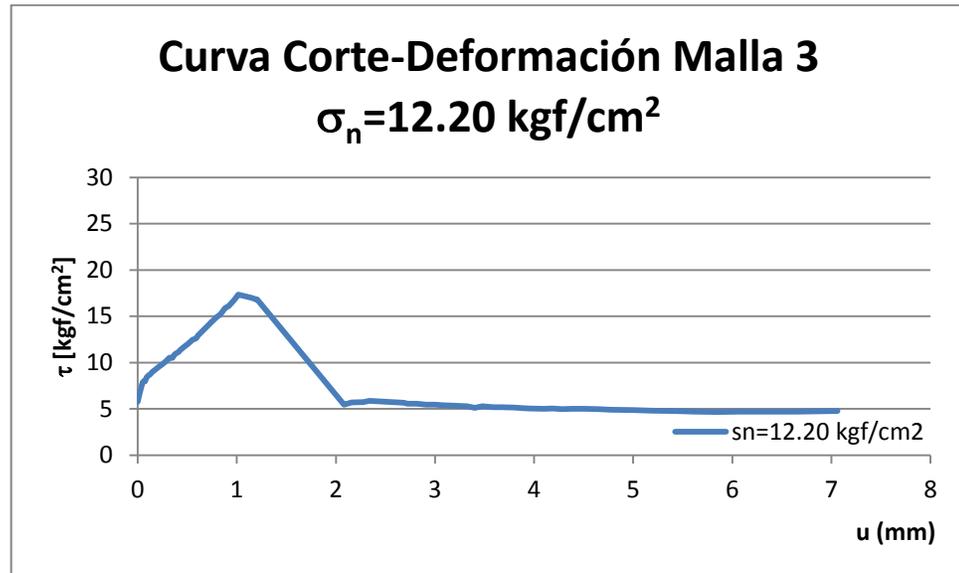


Figura B.15 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 3, con tensión normal correspondiente a 12.20 kgf/cm^2

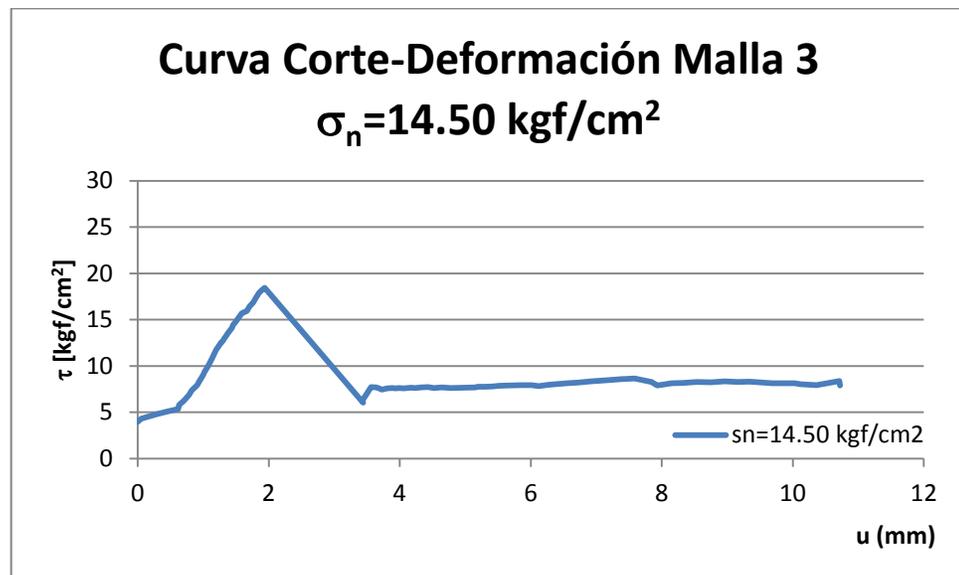


Figura B.16 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 3, con tensión normal correspondiente a 9.25 kgf/cm^2

Malla 4

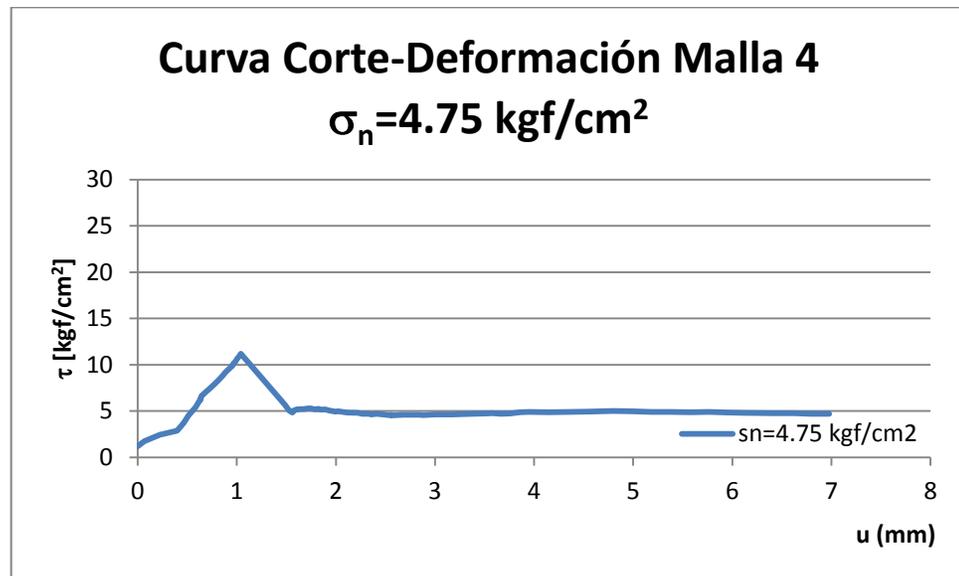


Figura B.17 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a 4.75 kgf/cm^2

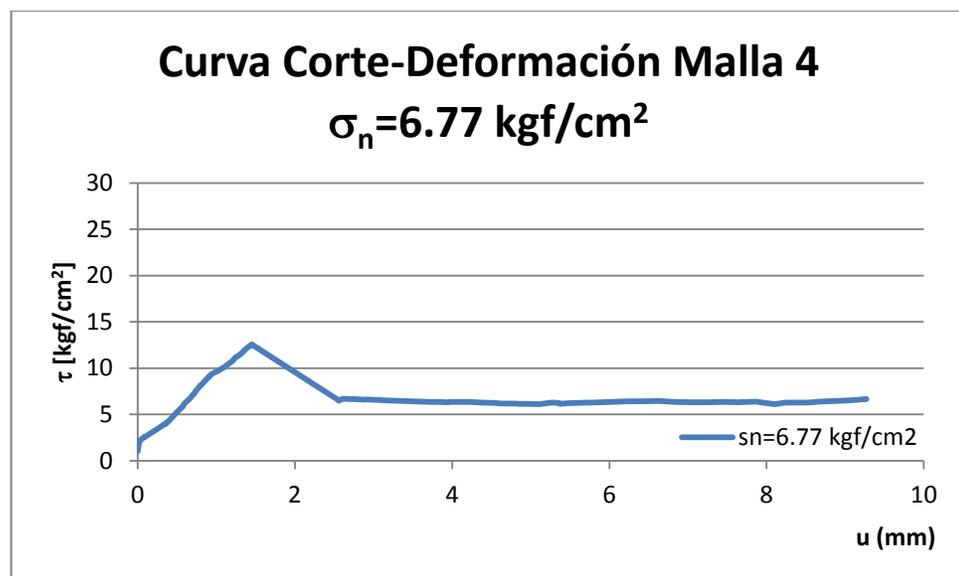


Figura B.18 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a 6.77 kgf/cm^2

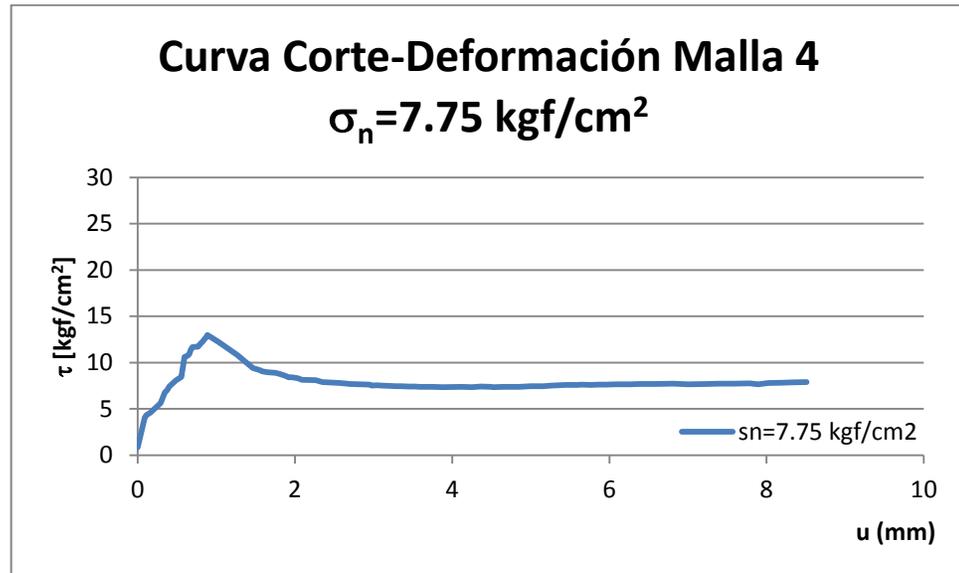


Figura B.19 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a 7.75 kgf/cm^2

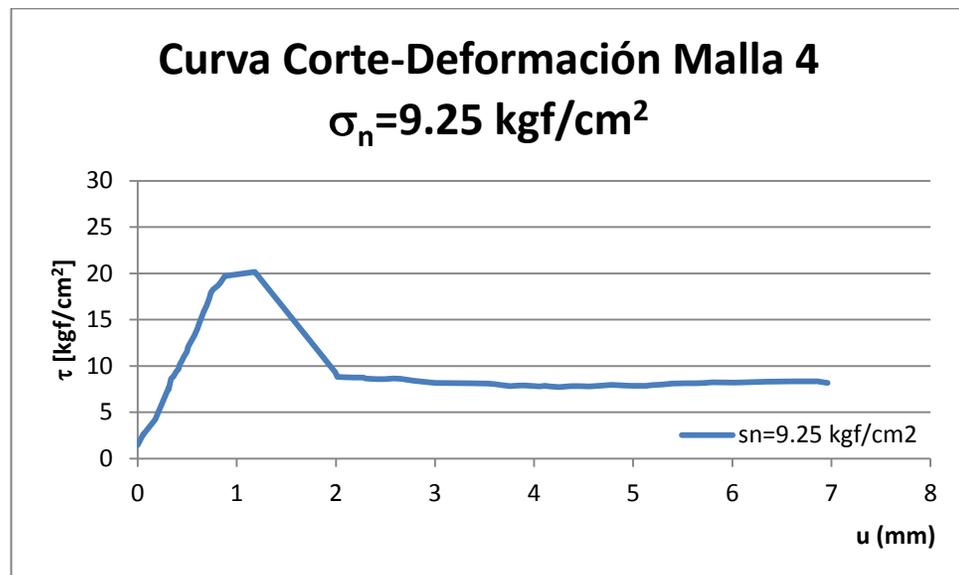


Figura B.20 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a 9.25 kgf/cm^2

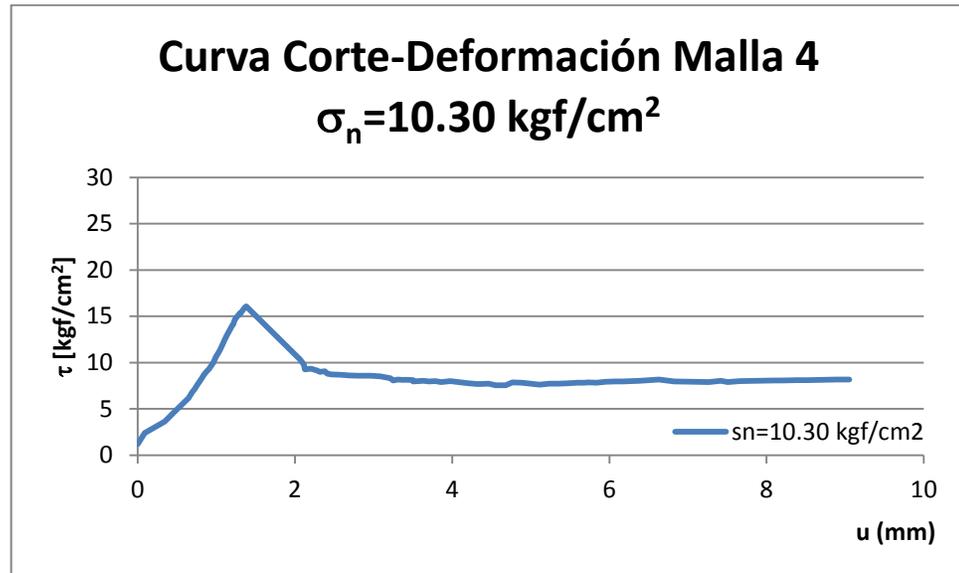


Figura B.21 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a 10.30 kgf/cm^2

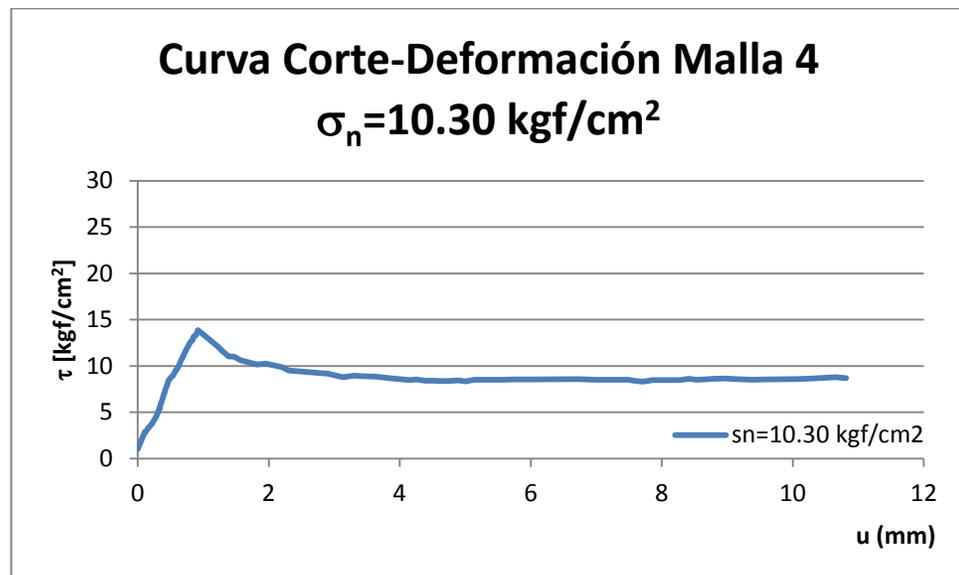


Figura B.22 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a 10.30 kgf/cm^2

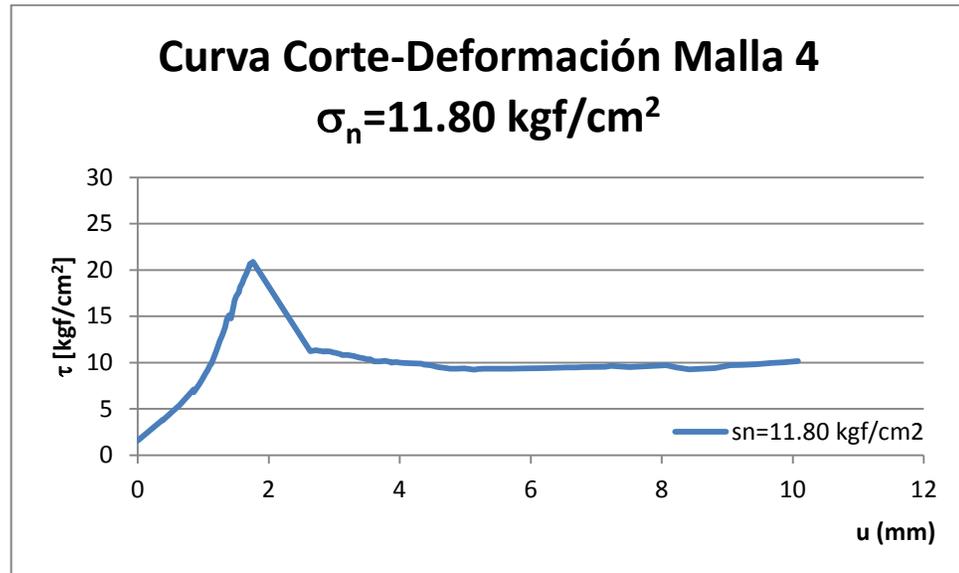


Figura B.23 Curva Tensión-Desplazamiento para estructura con malla 4, con tensión normal correspondiente a **11.80 kgf/cm^2**

ANEXO C

Curvas tensión deformación ensayos biaxiales material intacto.

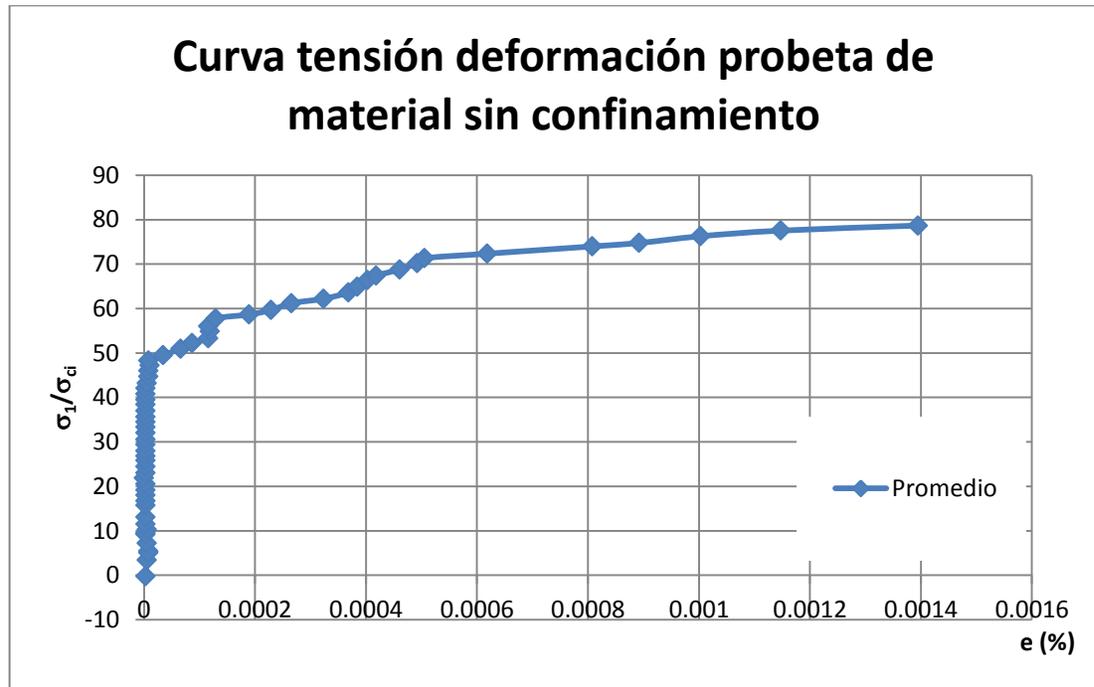


Figura C.1 Curva tensión deformación probeta de material intacto sin confinamiento.

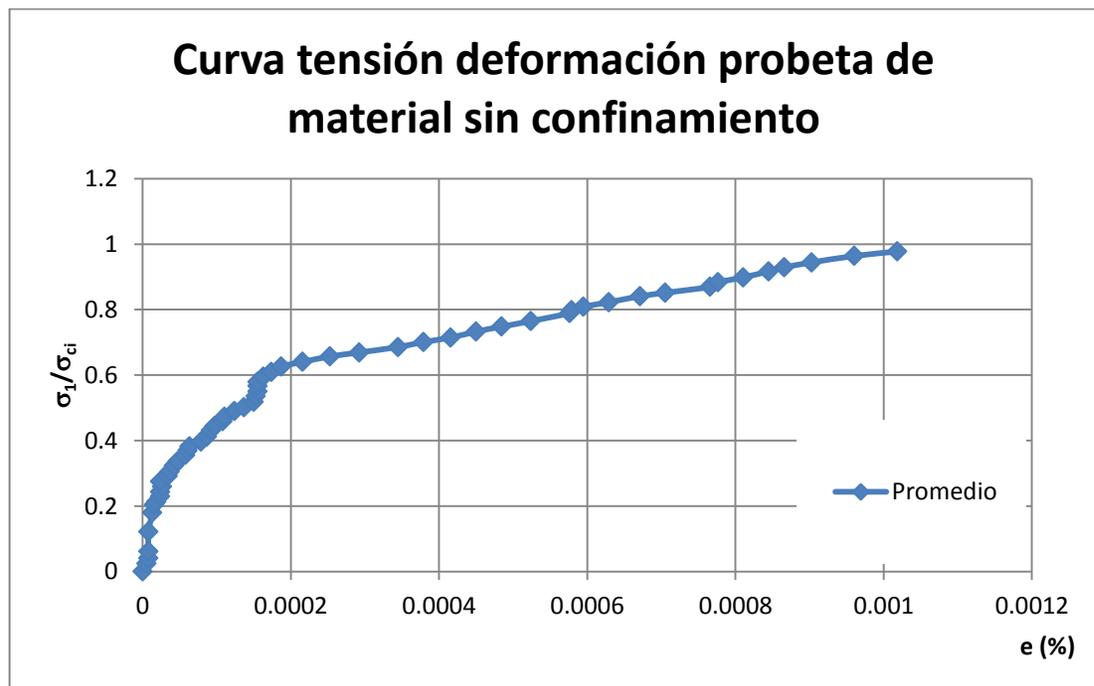


Figura C.2 Curva tensión deformación probeta de material intacto sin confinamiento.

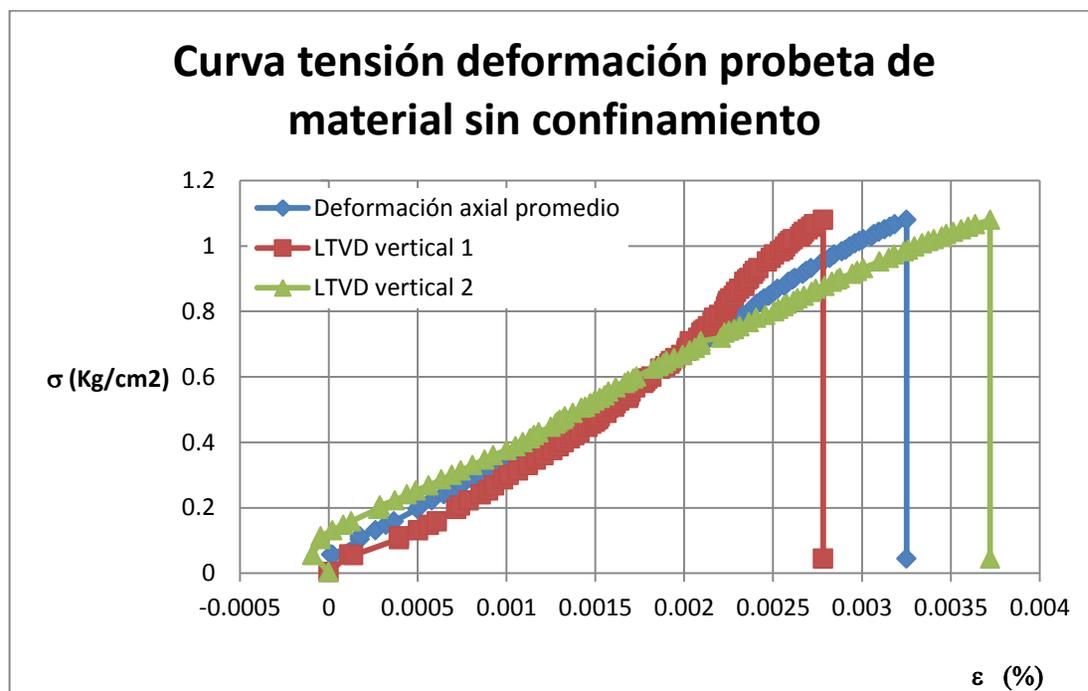


Figura C.3 Curva tensión deformación probeta de material intacto sin confinamiento.

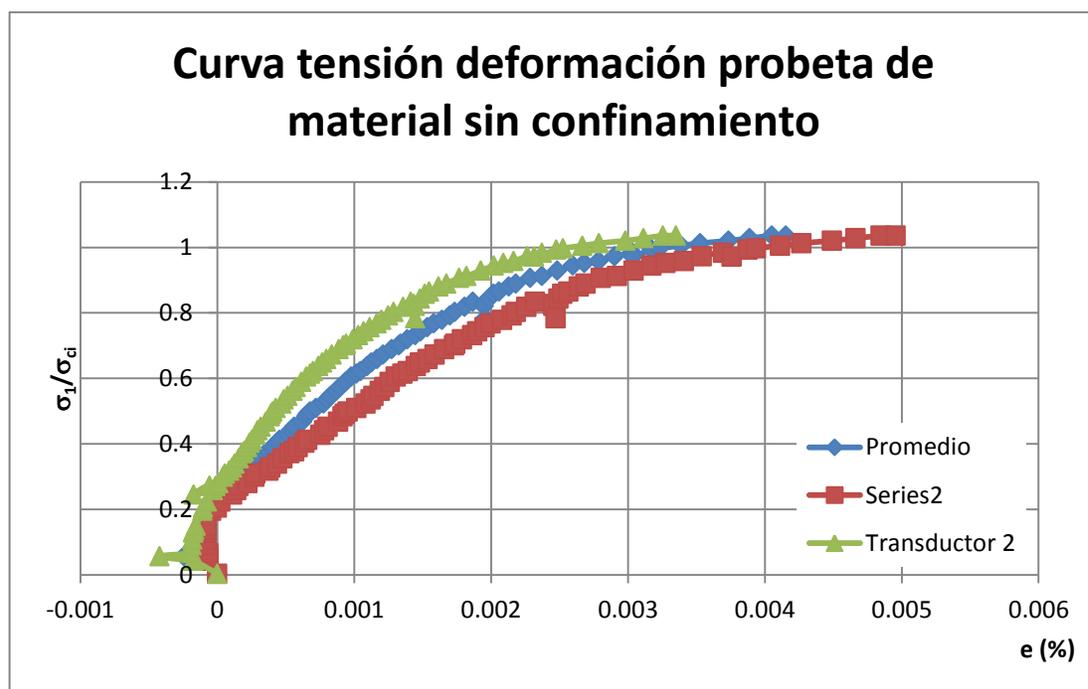
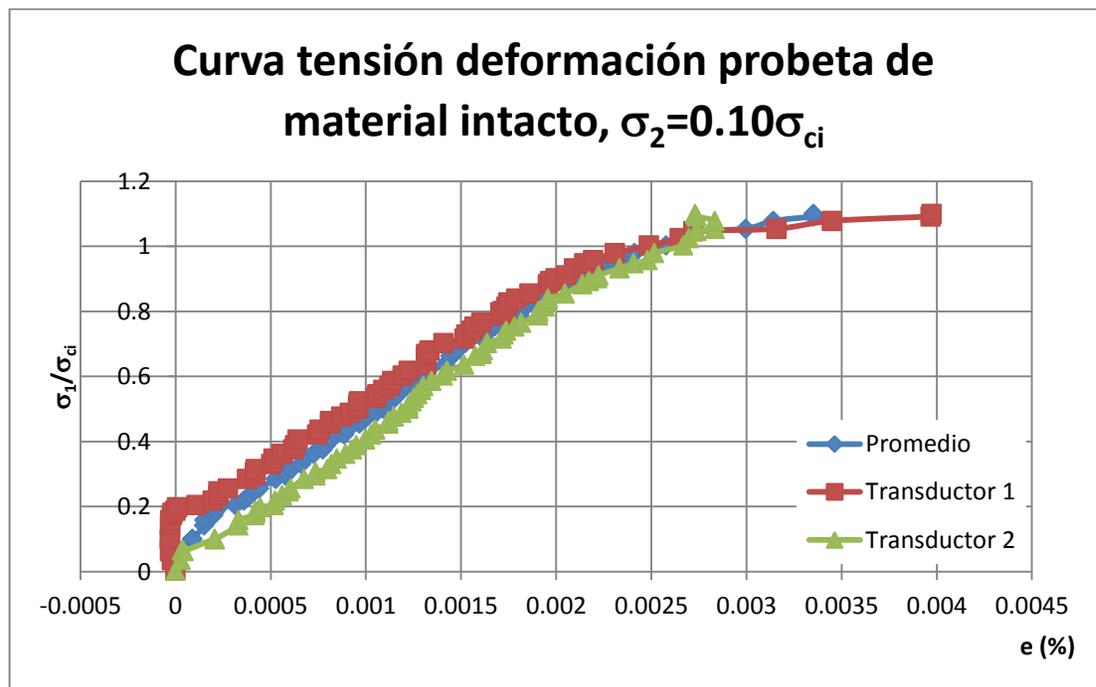
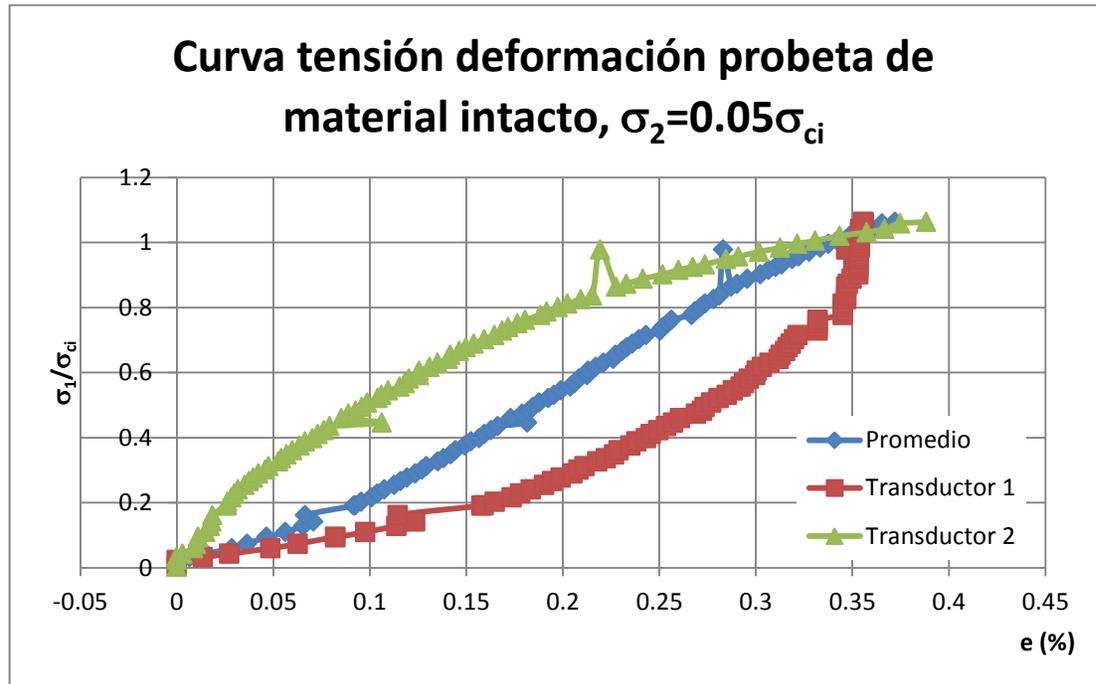
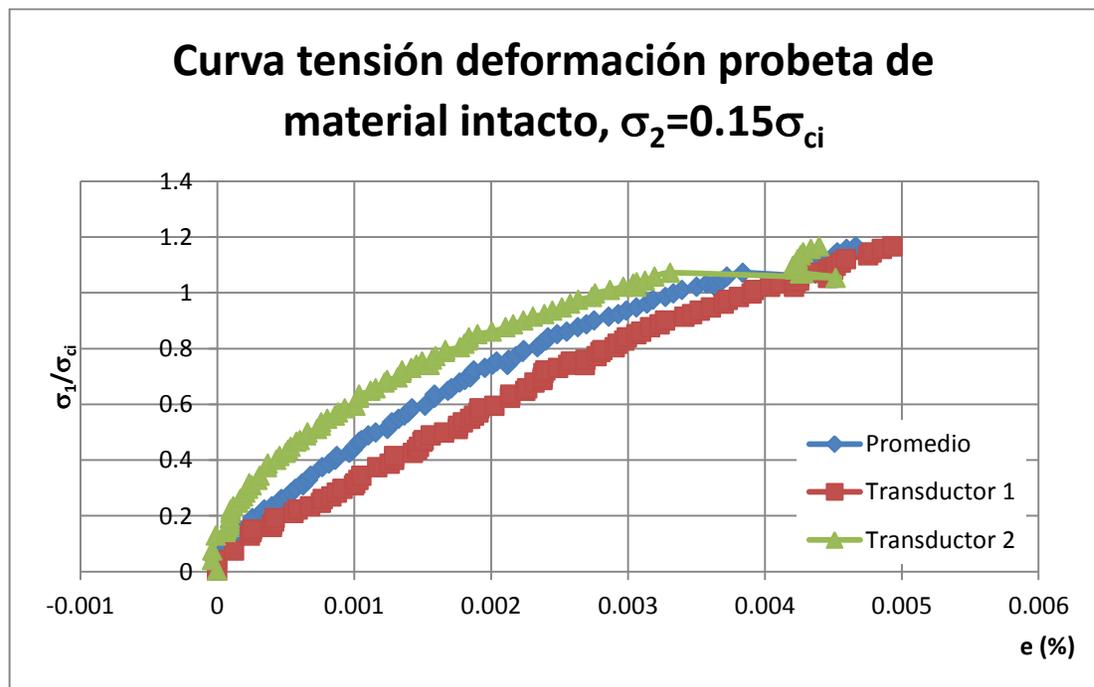
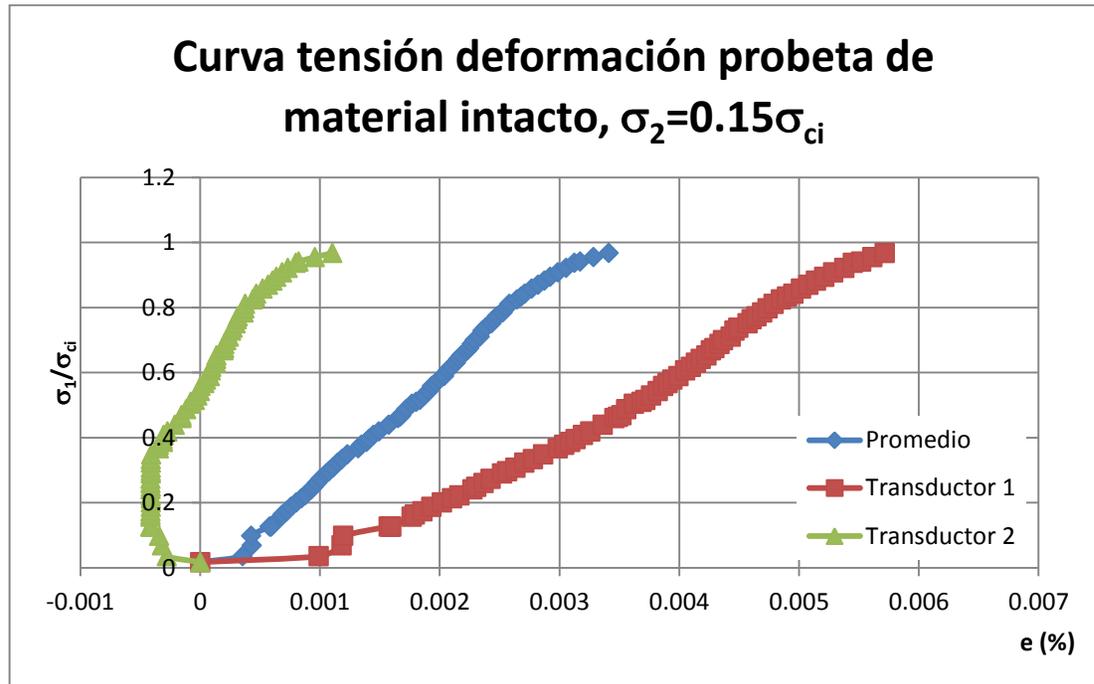
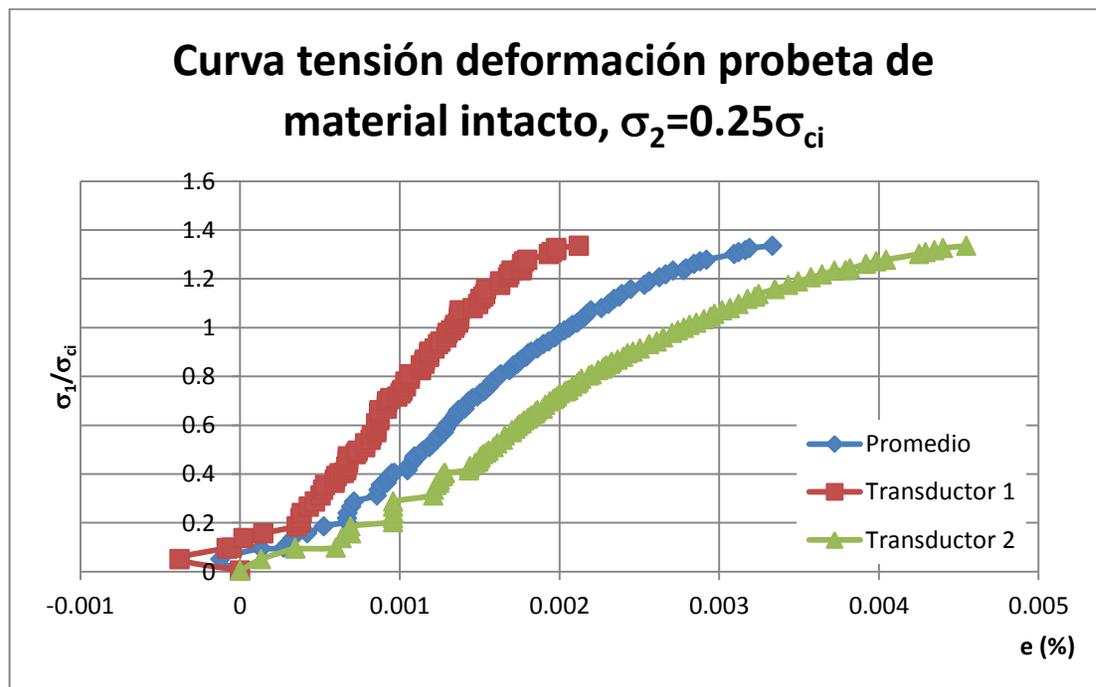
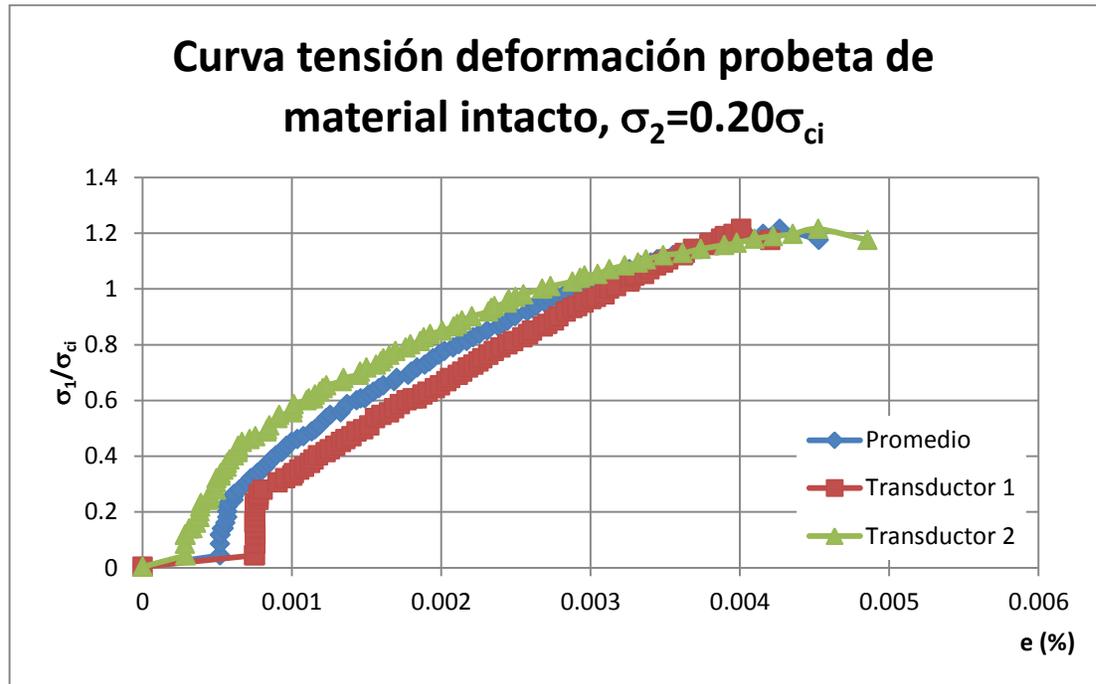


Figura C.4 Curva tensión deformación probeta de material intacto sin confinamiento.







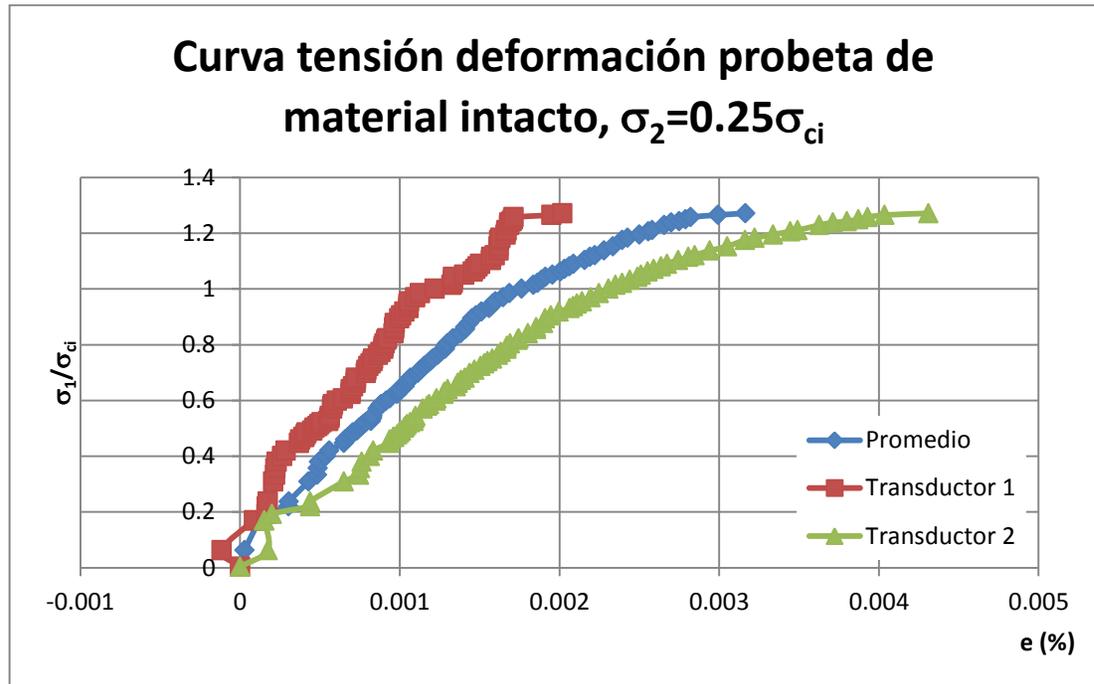


Figura C.11 Curva tensión deformación probeta de material intacto con tensión principal intermedia correspondiente al 25% de la resistencia a compresión simple.

Curvas tensión deformación de ensayos biaxiales en probetas con una estructura no persistente.

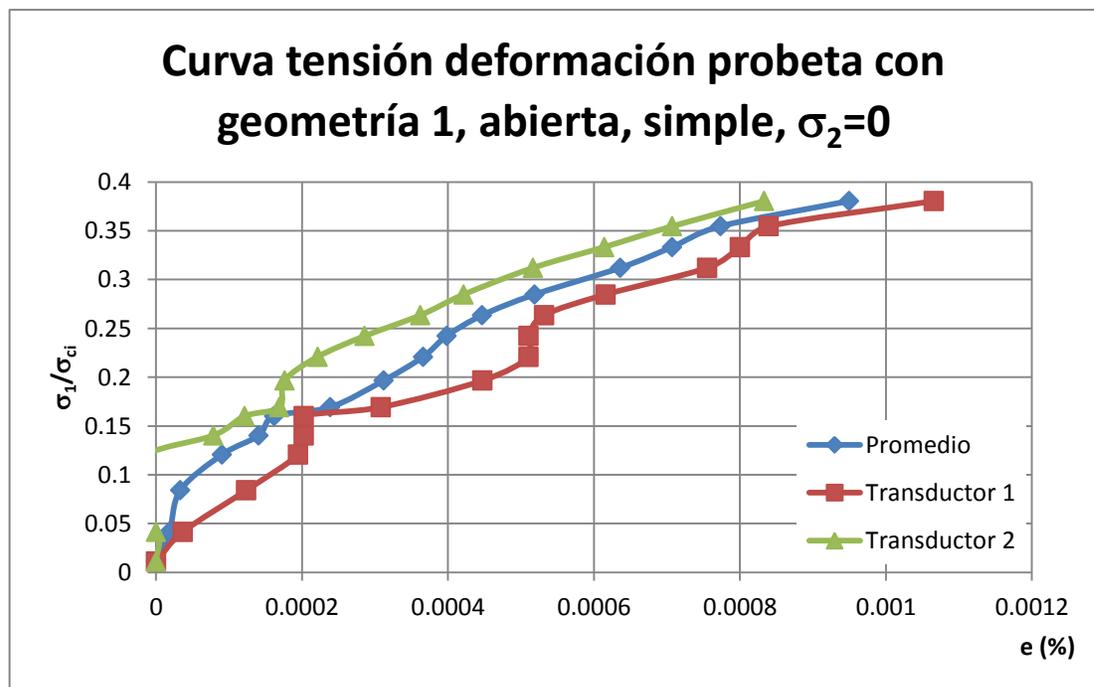


Figura C.12 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, sin confinamiento.

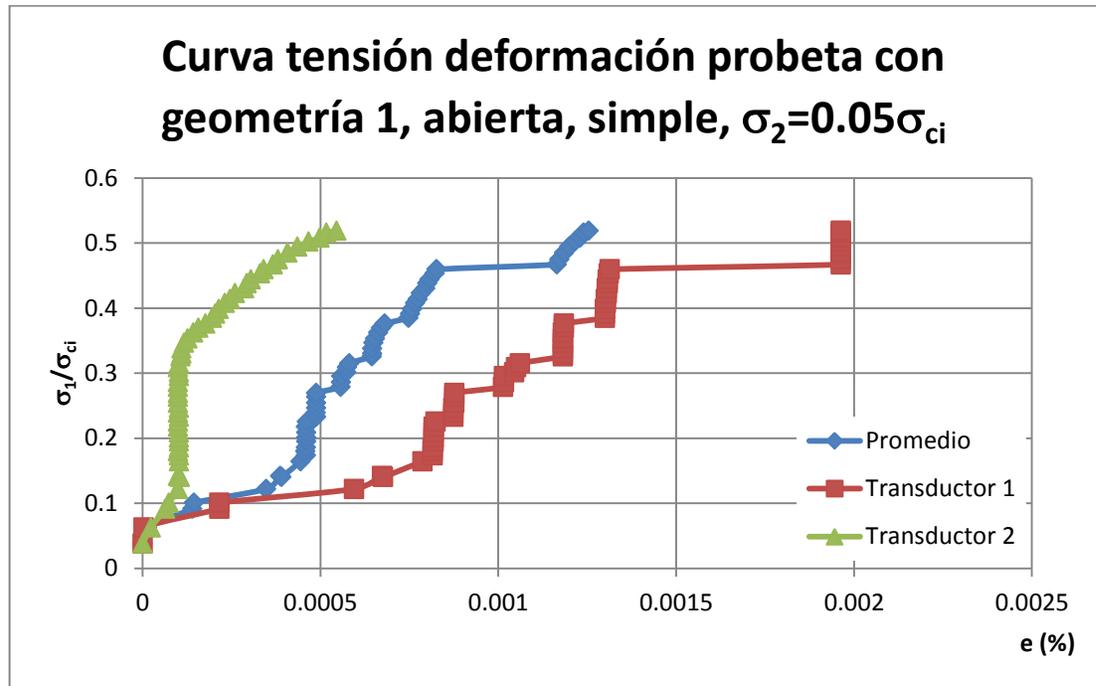


Figura C.13 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 5% de la resistencia a compresión simple.

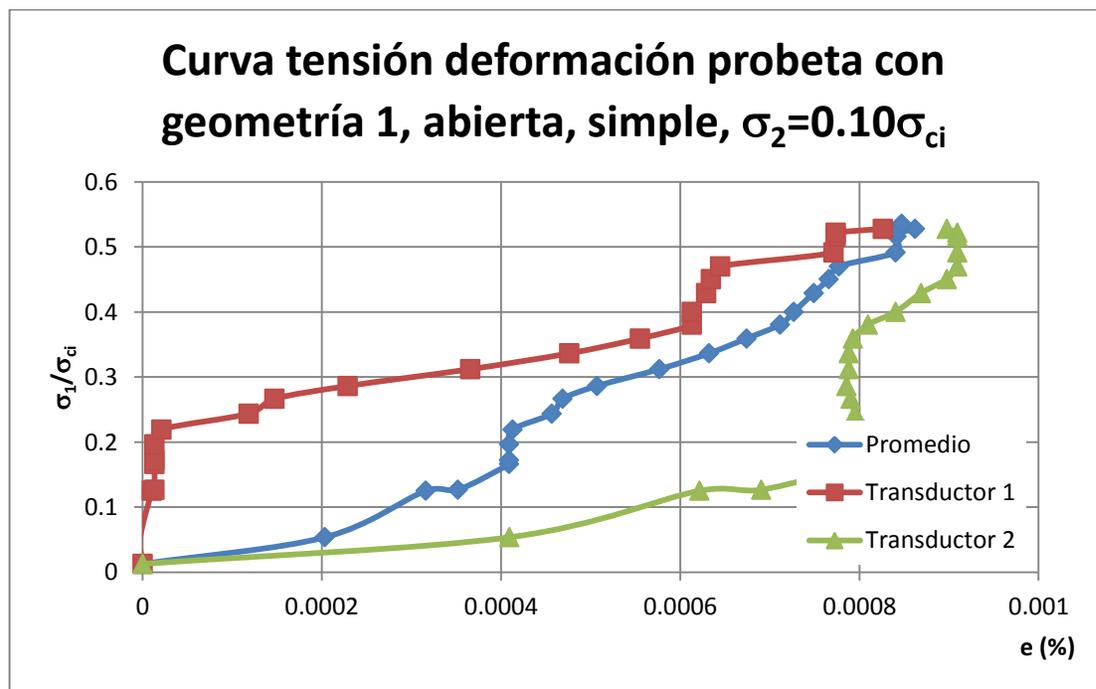


Figura C.14 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 10% de la resistencia a compresión simple.

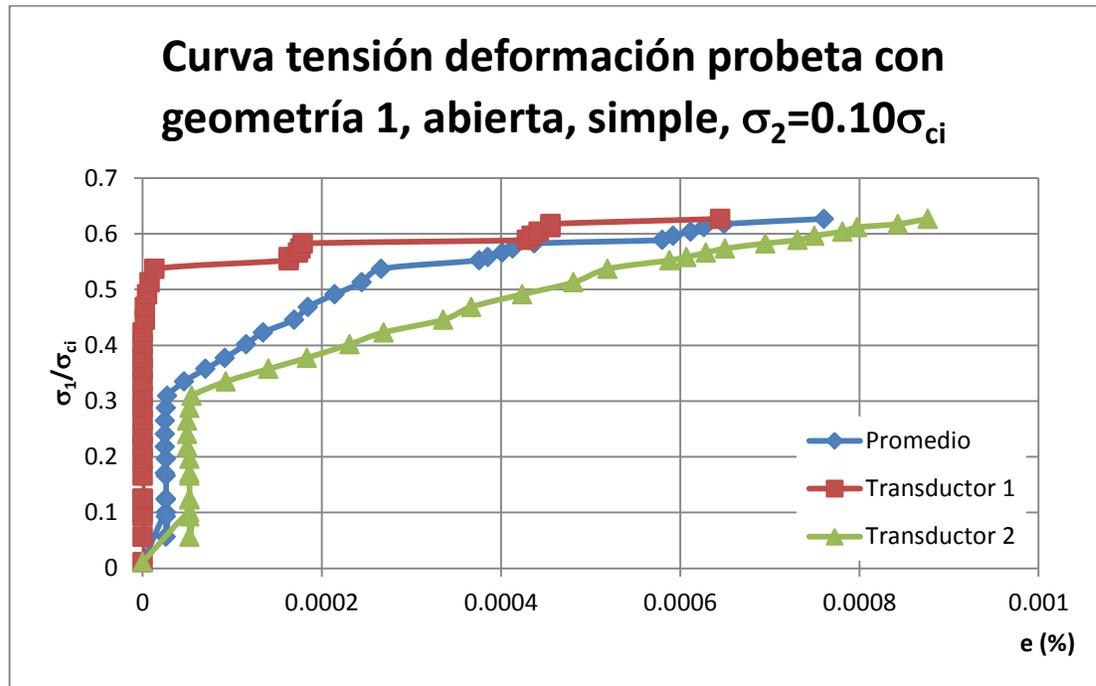


Figura C.15 Curva tensão deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 10% de la resistencia a compresión simple.

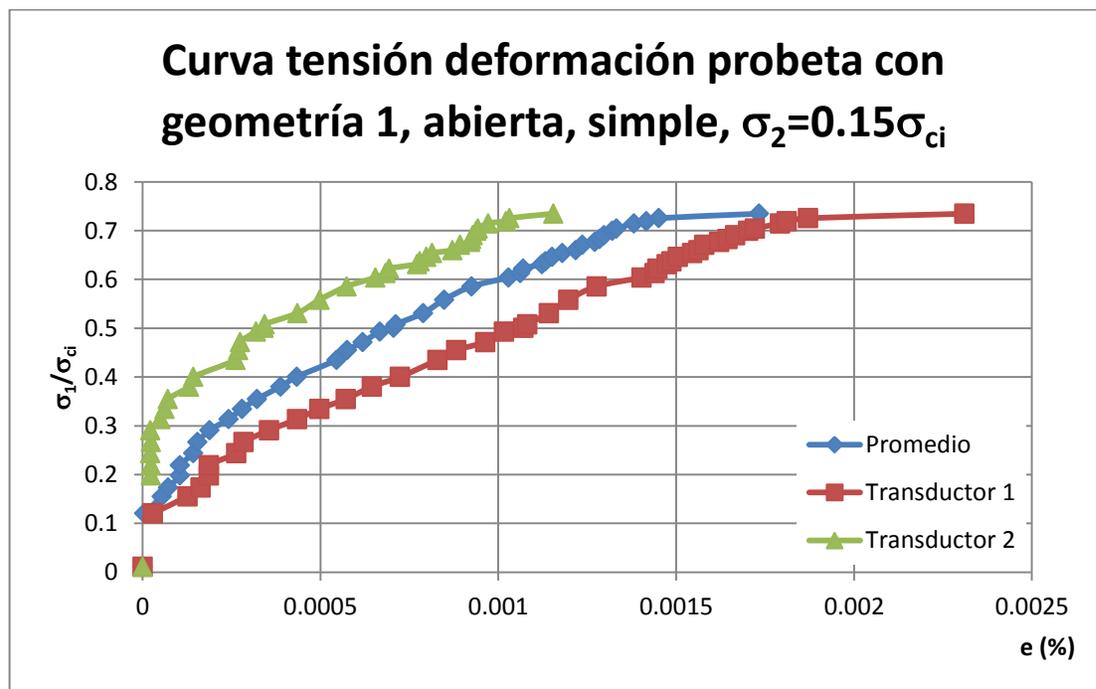


Figura C.16 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 15% de la resistencia a compresión simple.

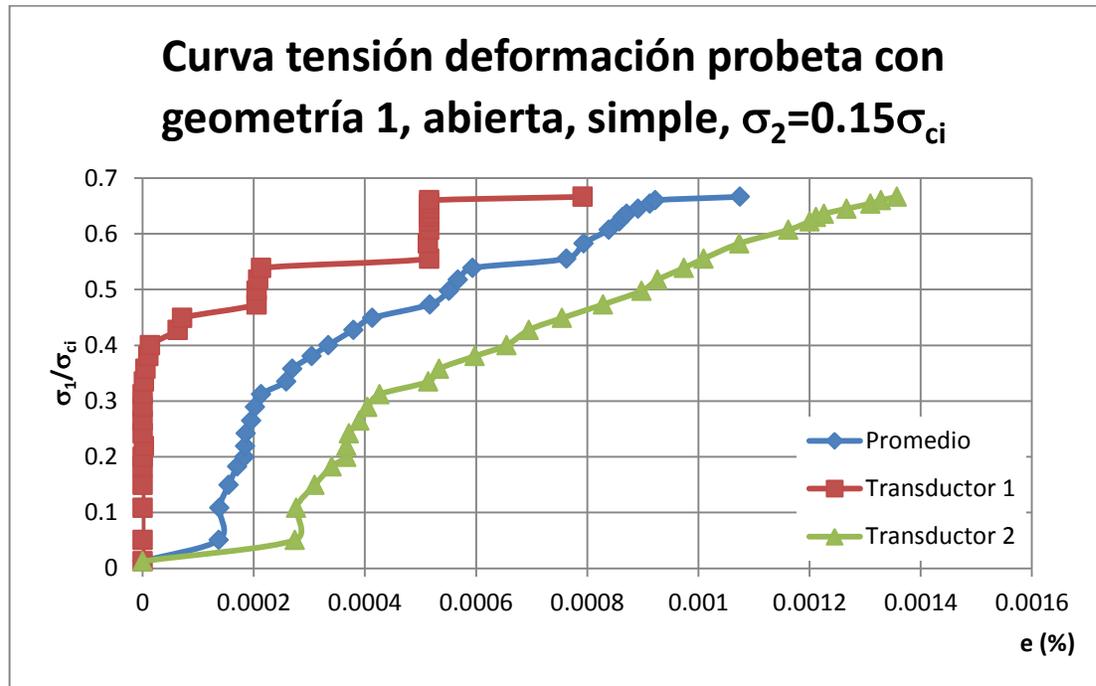


Figura C.17 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 15% de la resistencia a compresión simple.

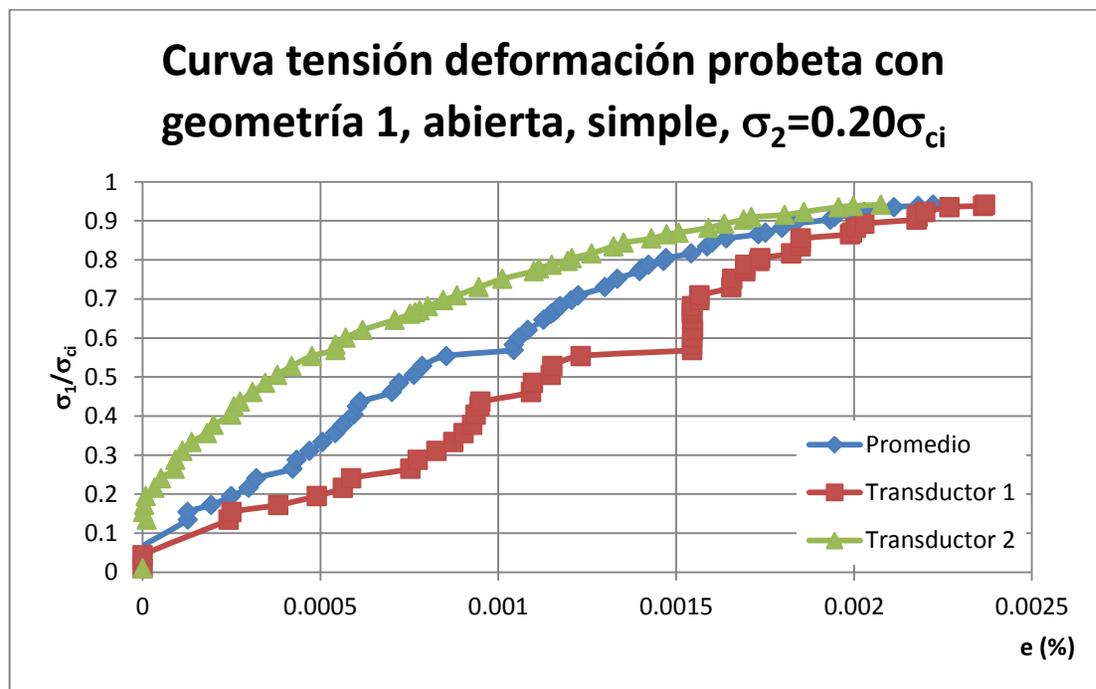


Figura C.18 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 20% de la resistencia a compresión simple.

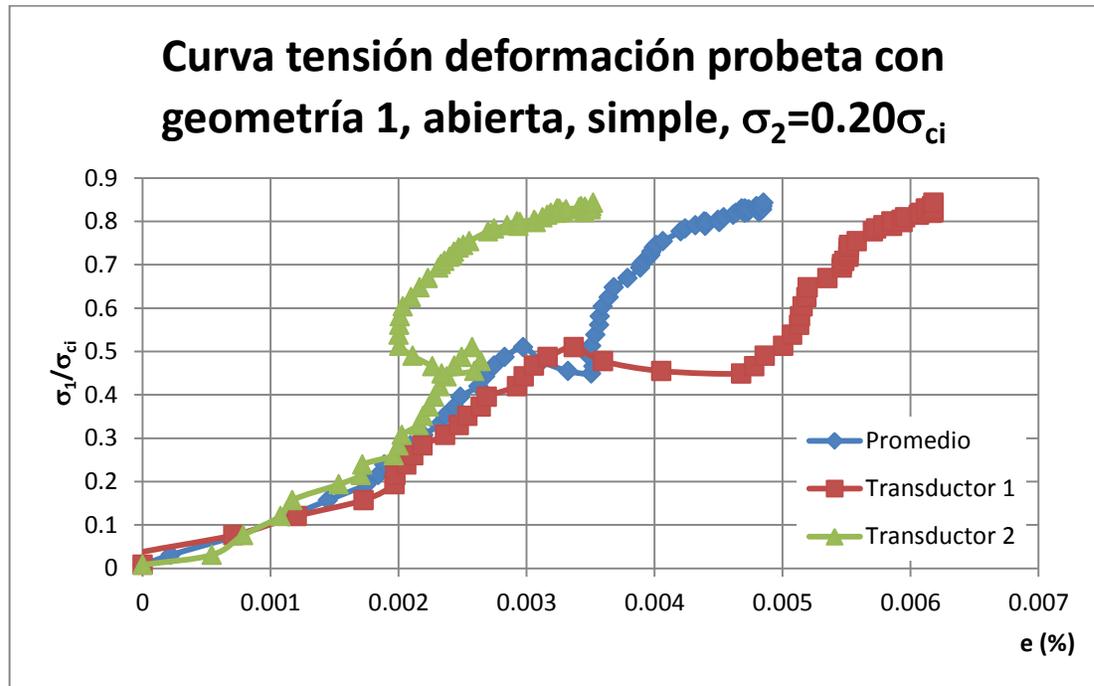


Figura C.19 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 20% de la resistencia a compresión simple.

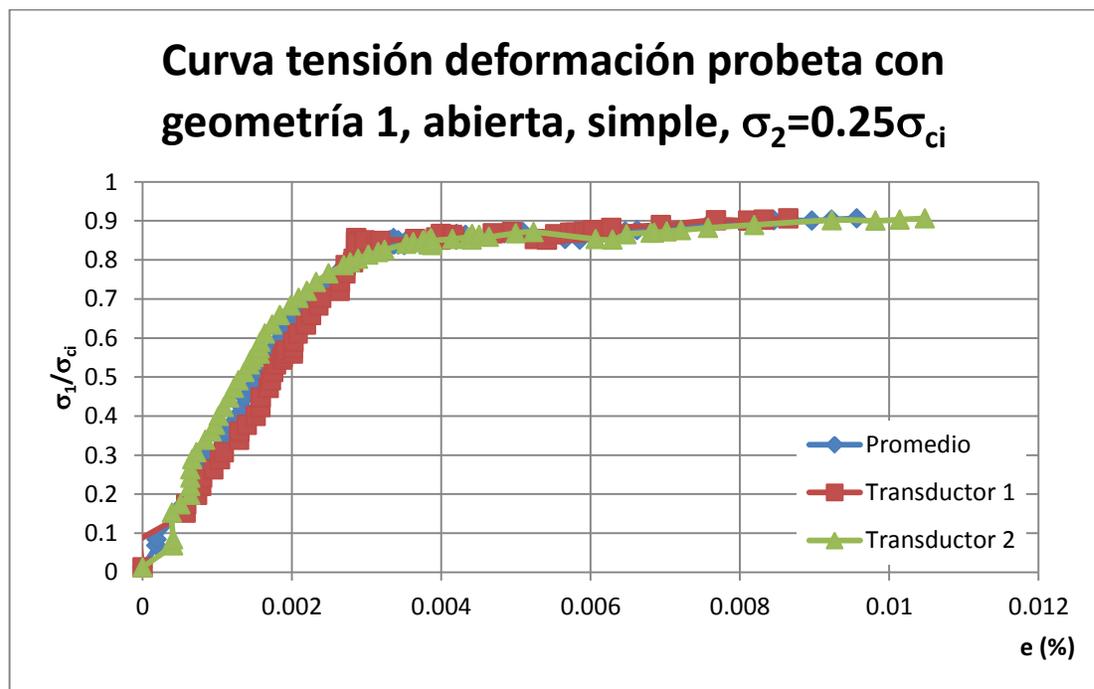


Figura C.20 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 25% de la resistencia a compresión simple.

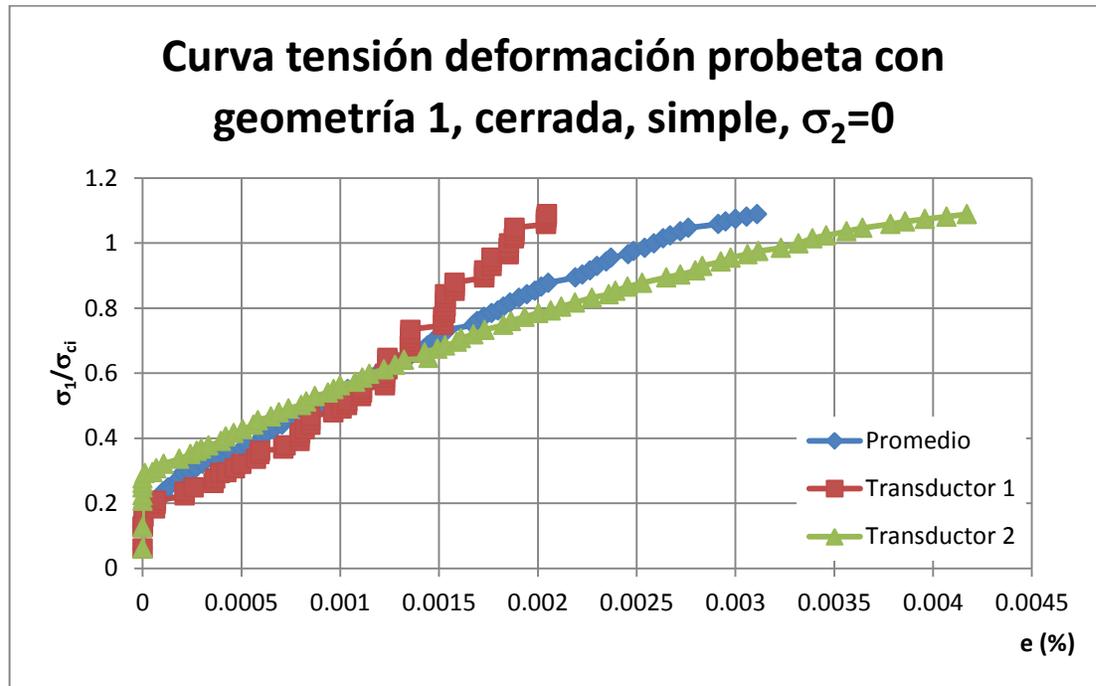


Figura C.21 Curva tensão deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, cerrada, simple, sin confinamiento.

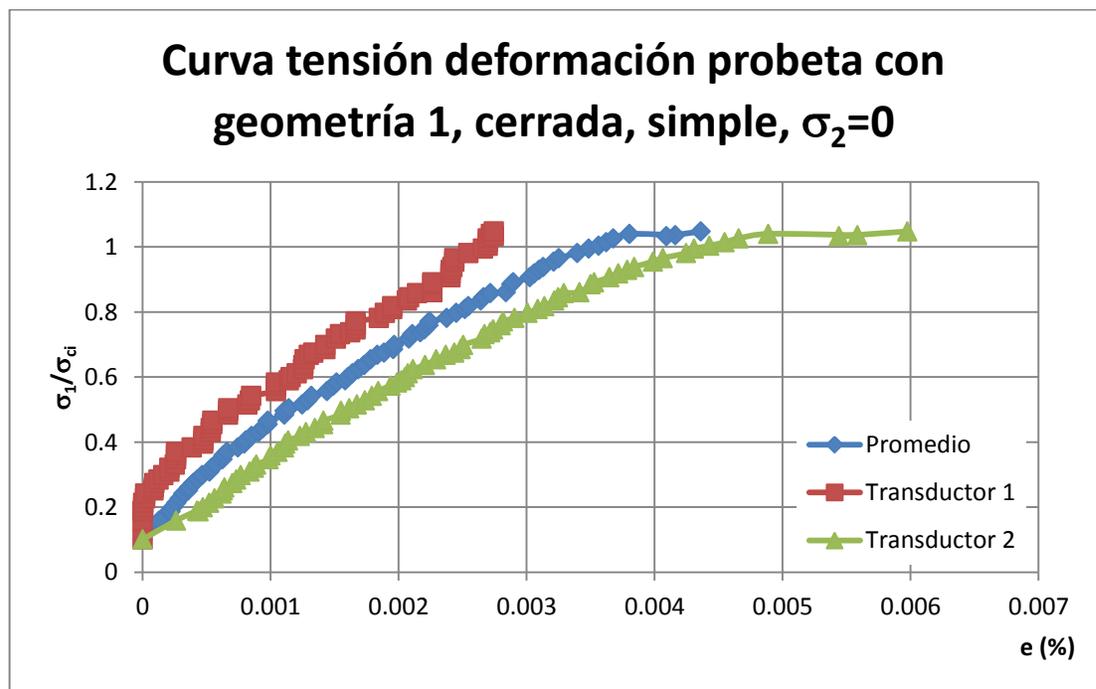
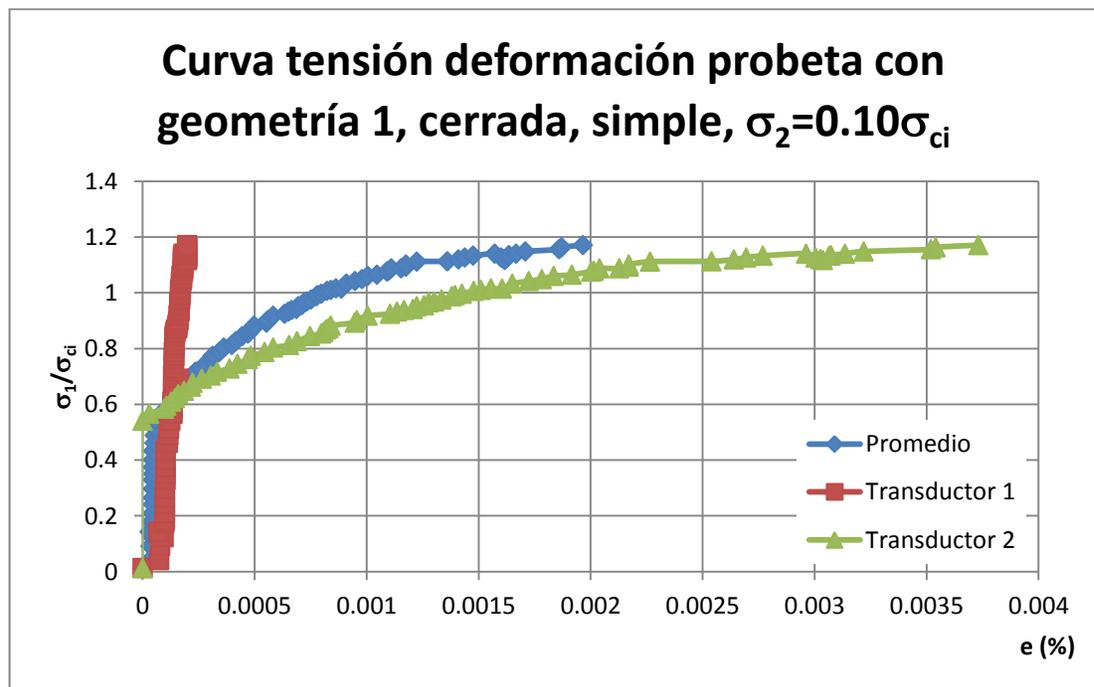
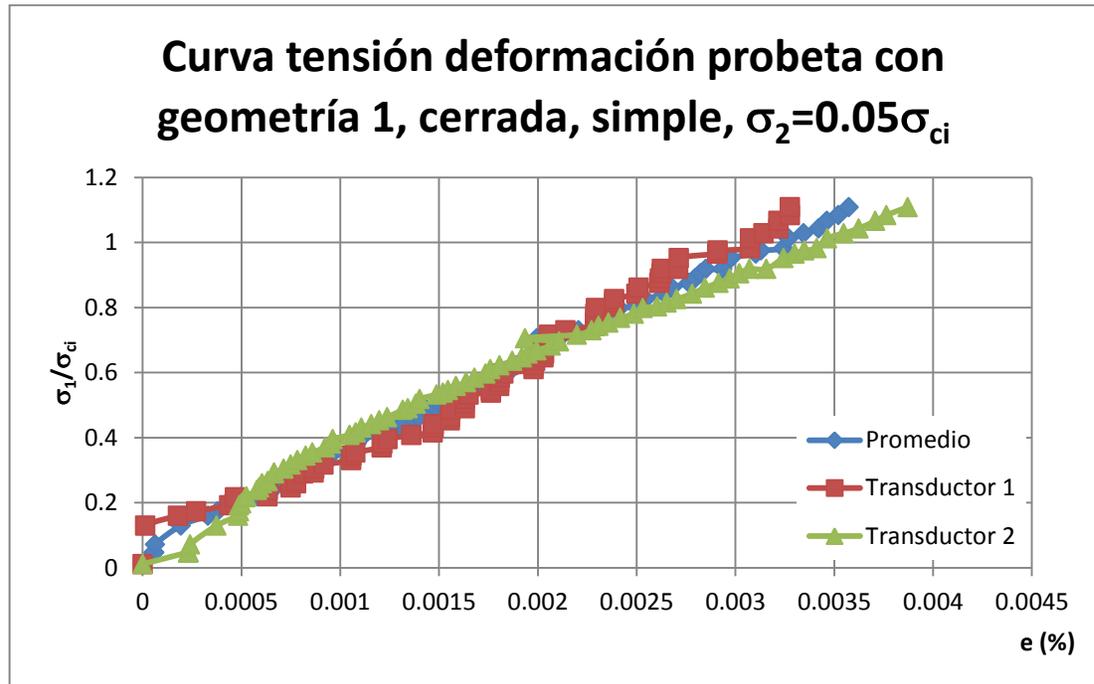
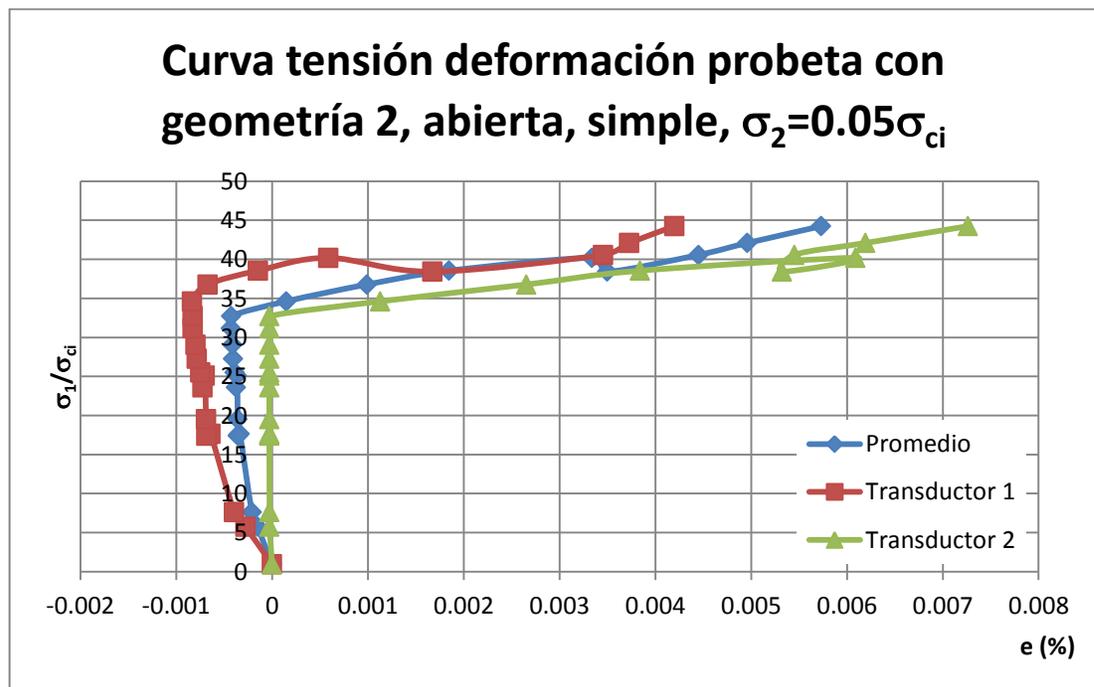
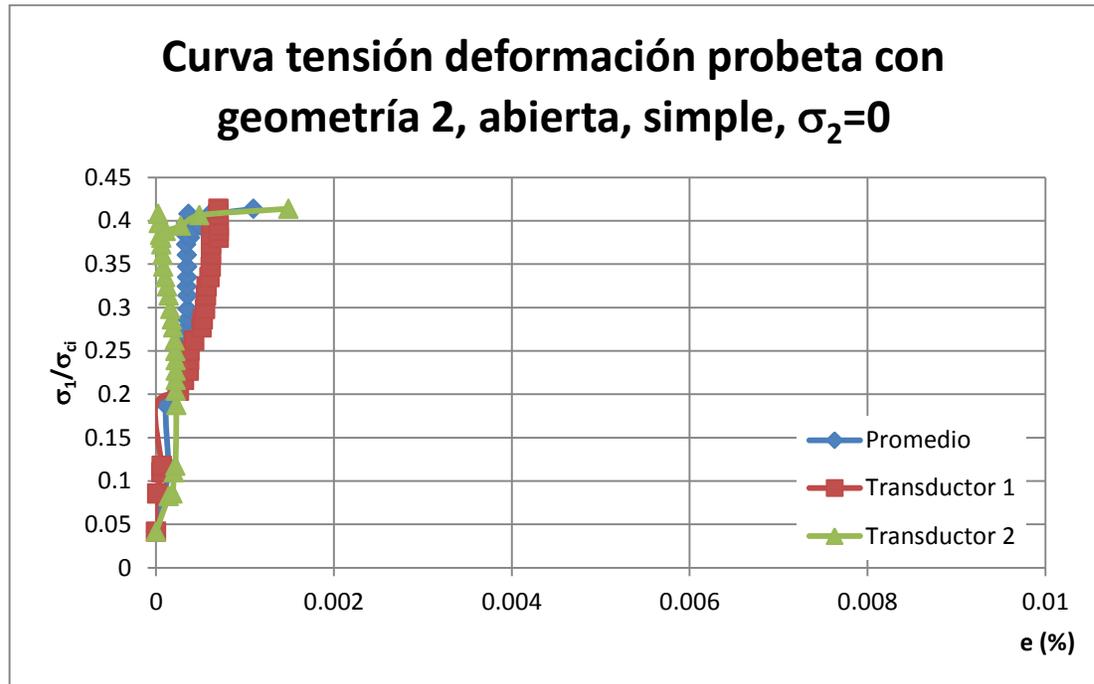
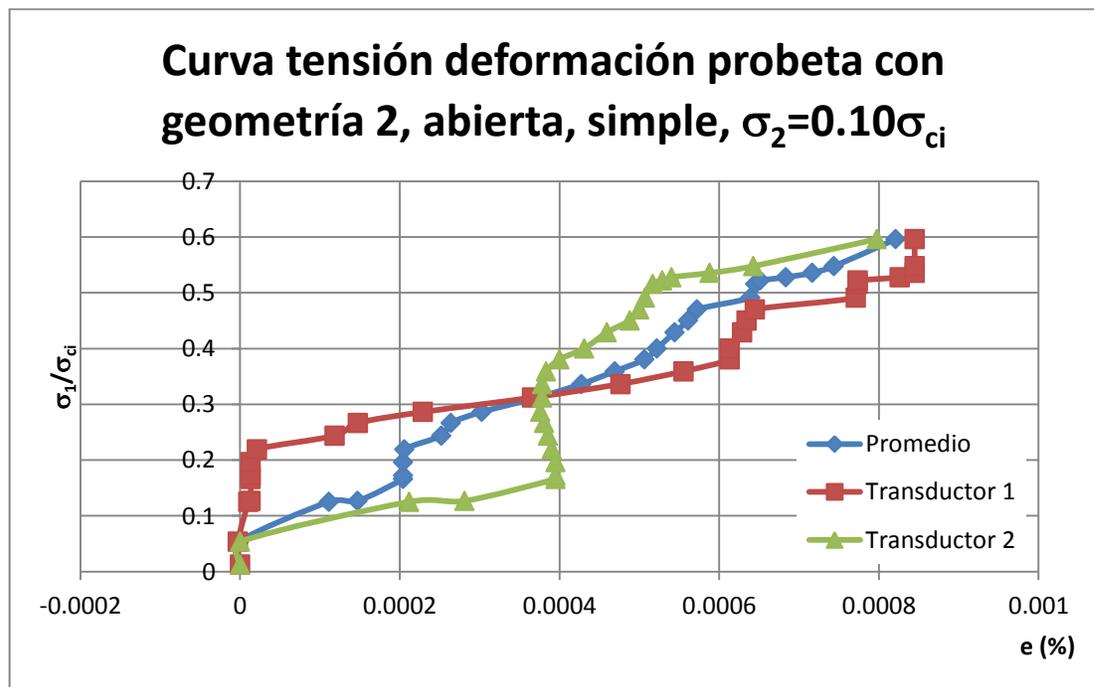
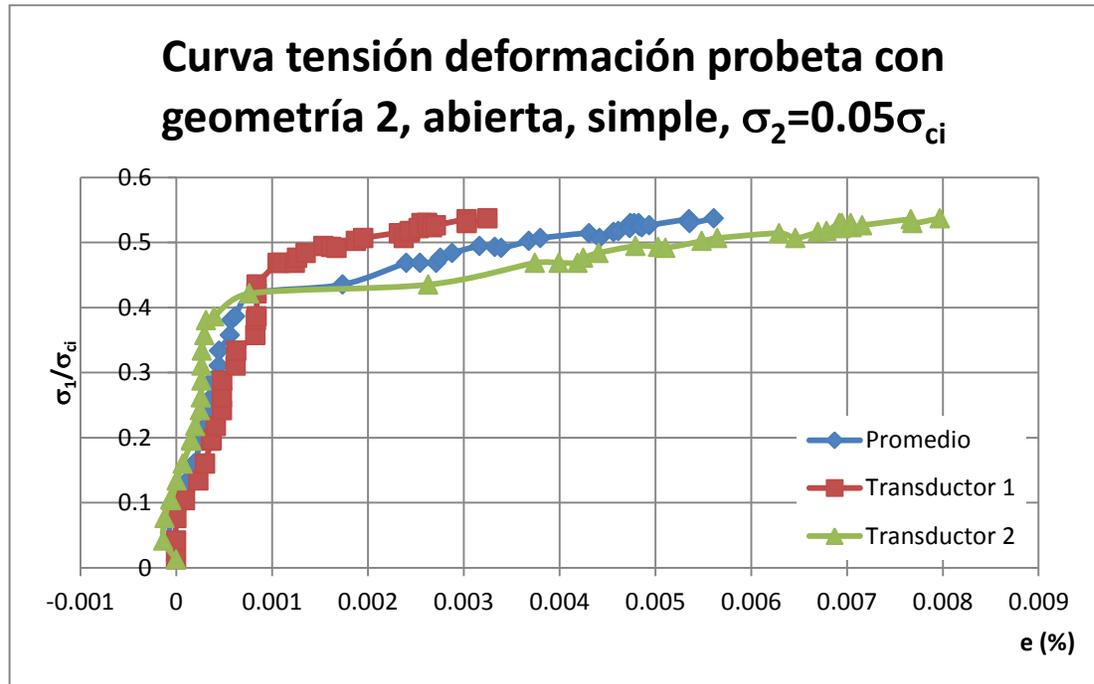
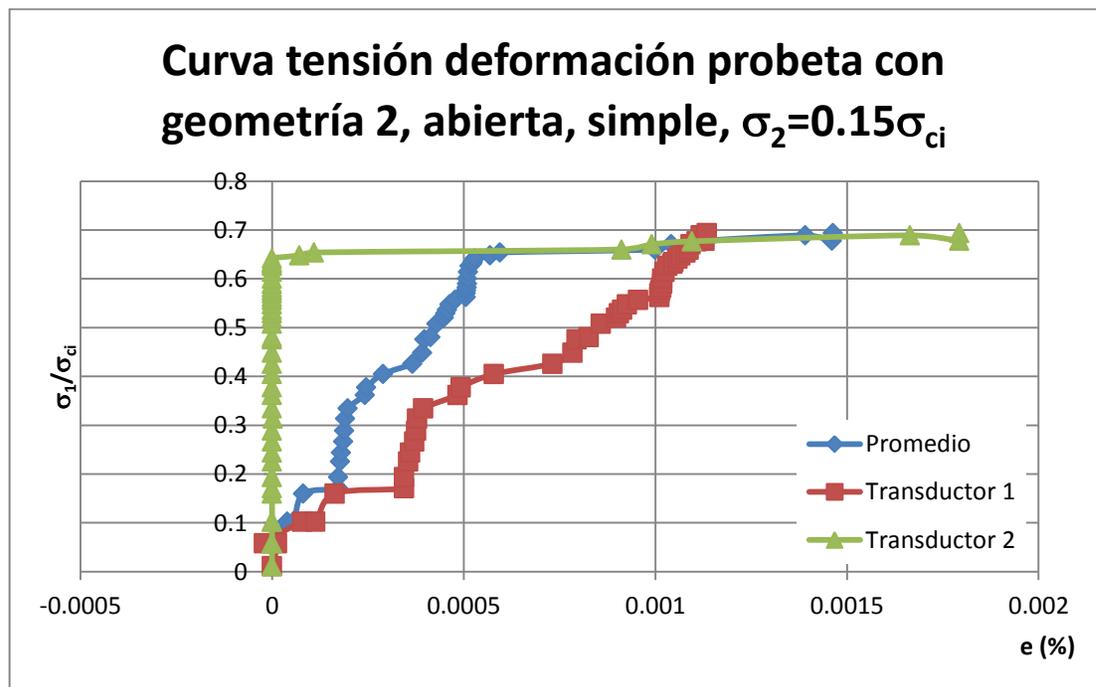
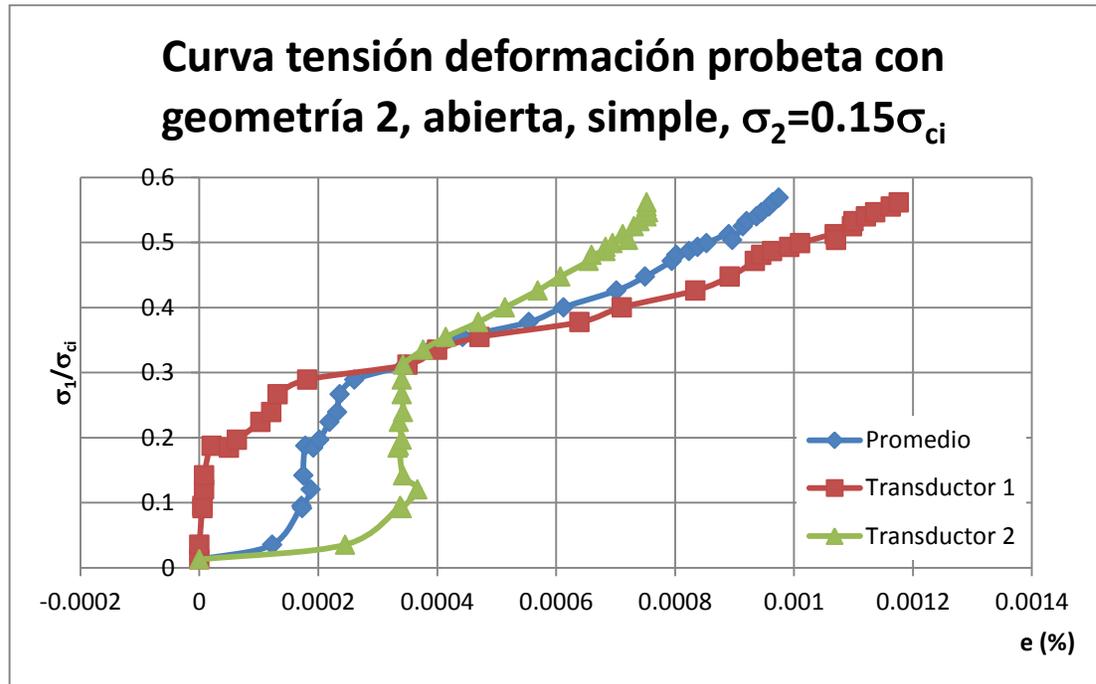


Figura C.22 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 1, cerrada, simple, sin confinamiento.









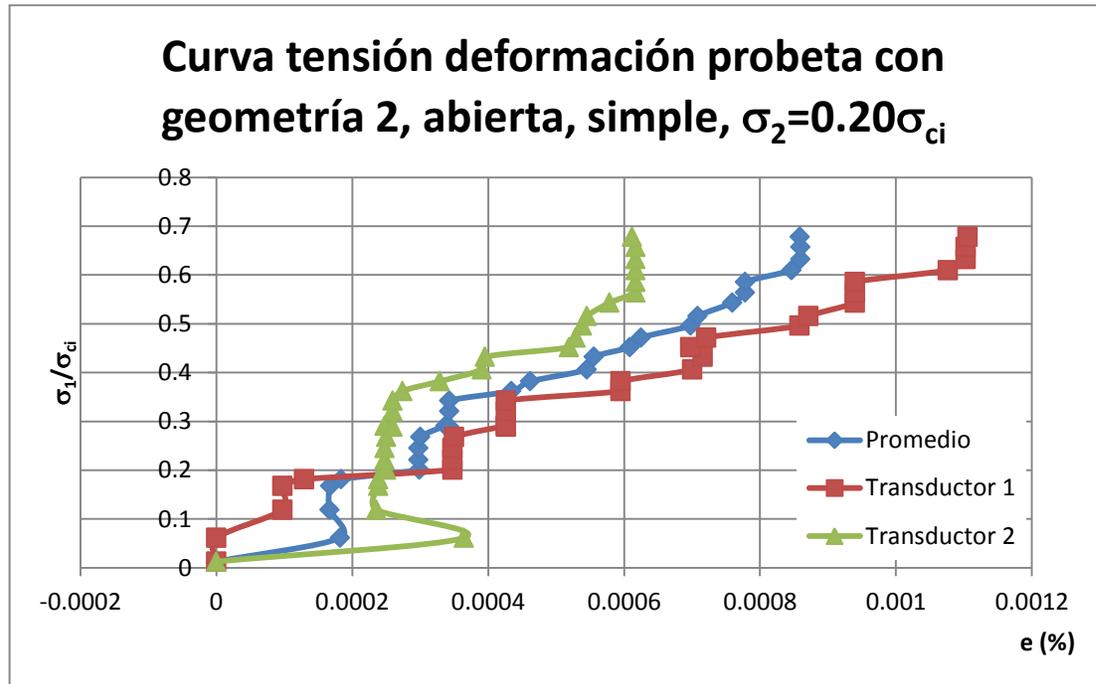


Figura C.31 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 2, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 20% de la resistencia a compresión simple.

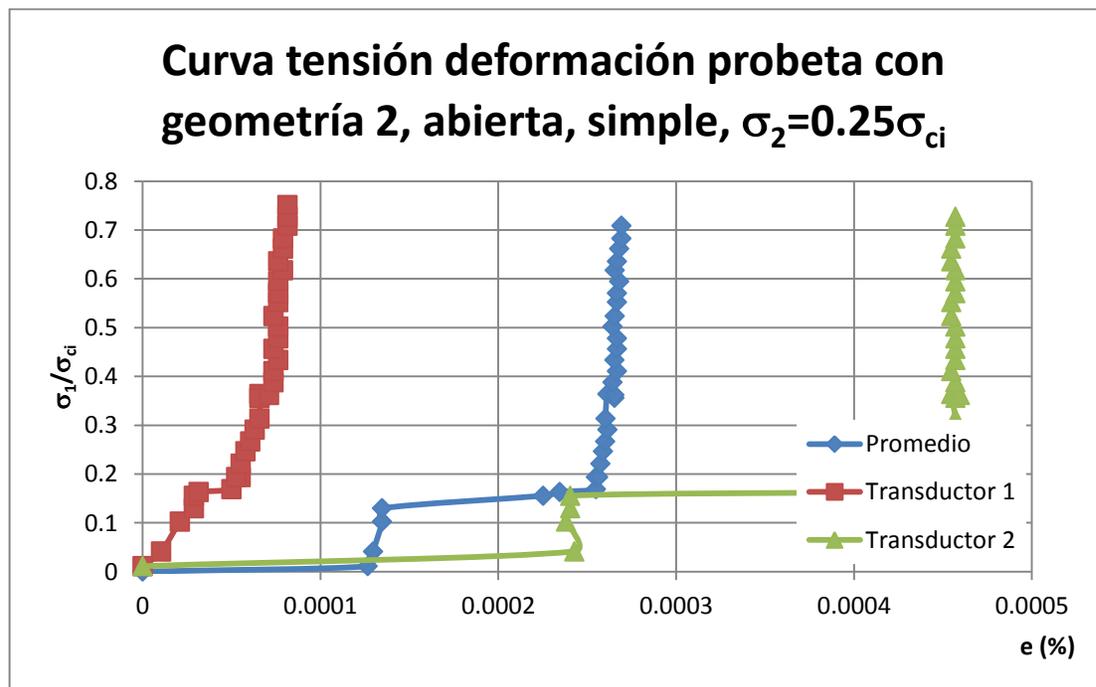
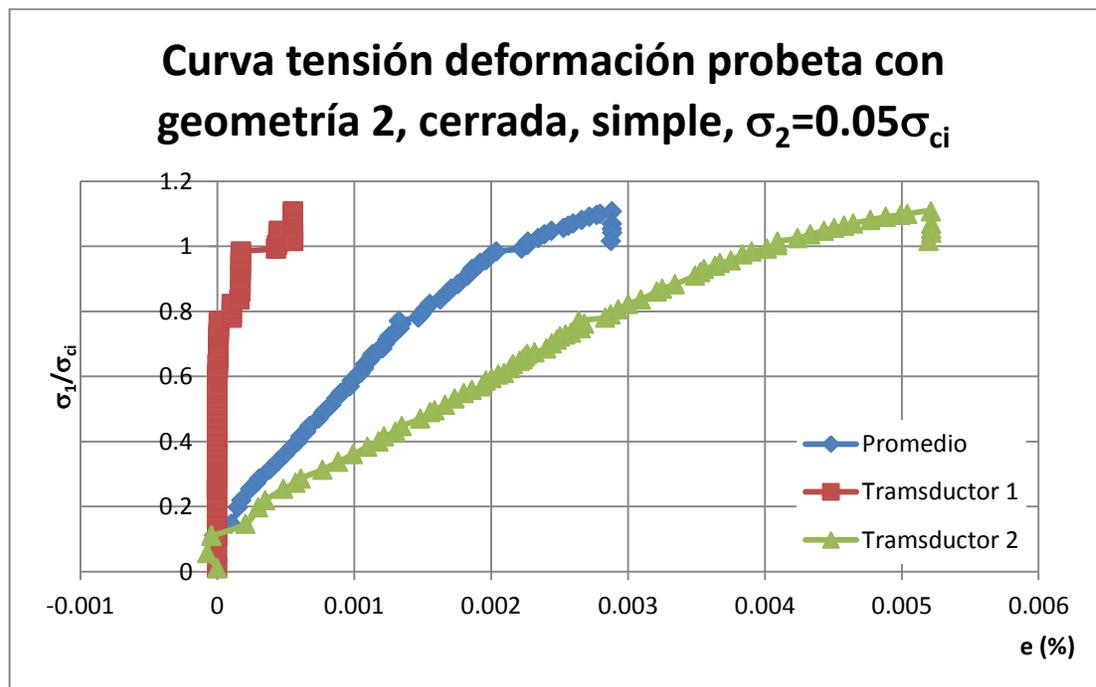
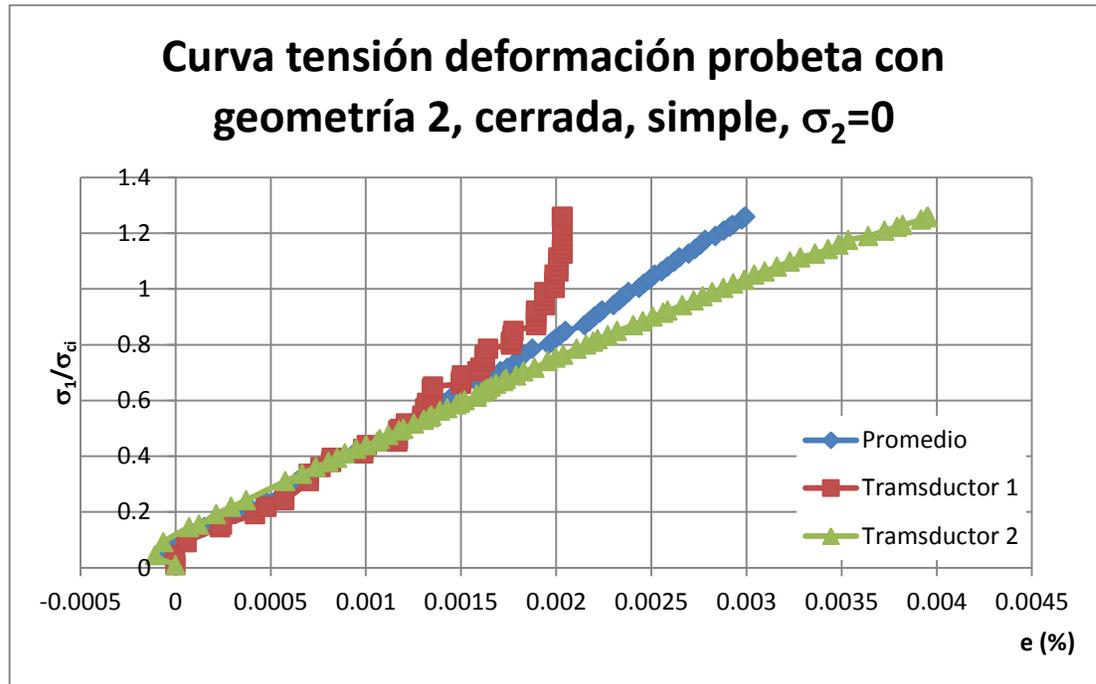


Figura C.32 Curva tensión deformación probeta con estructura correspondiente a la geometría 2, abierta, simple, con tensión principal intermedia correspondiente al 25% de la resistencia a compresión simple.



Curvas tensión deformación de ensayos biaxiales en probetas con una familia estructuras no persistentes.

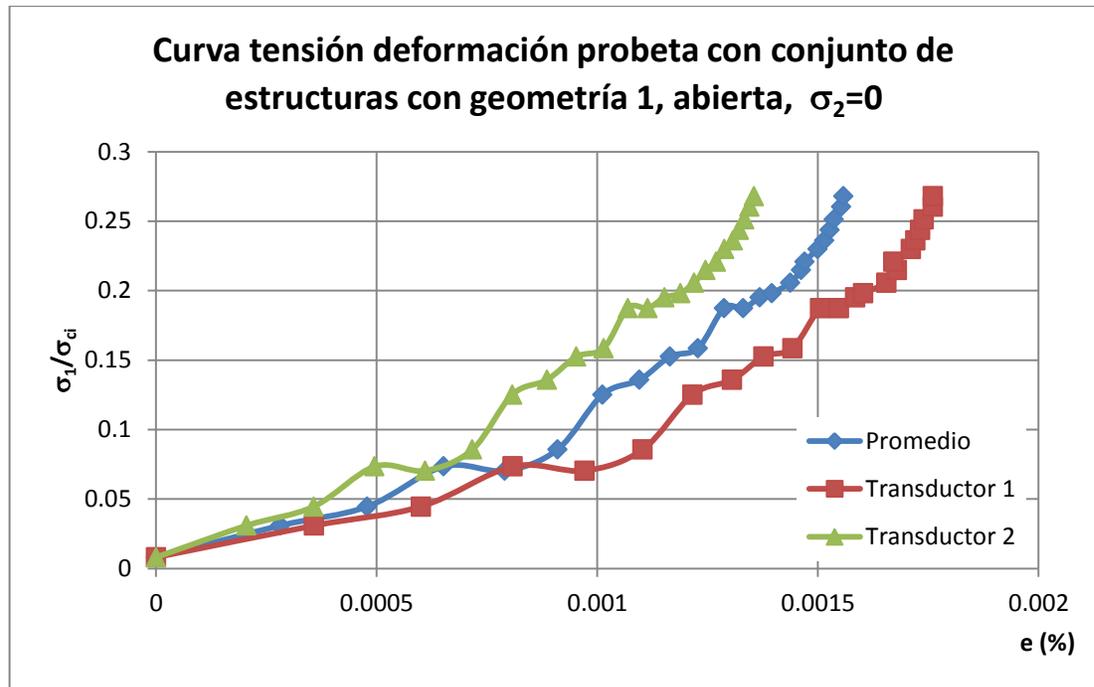


Figura C.35 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia nula.

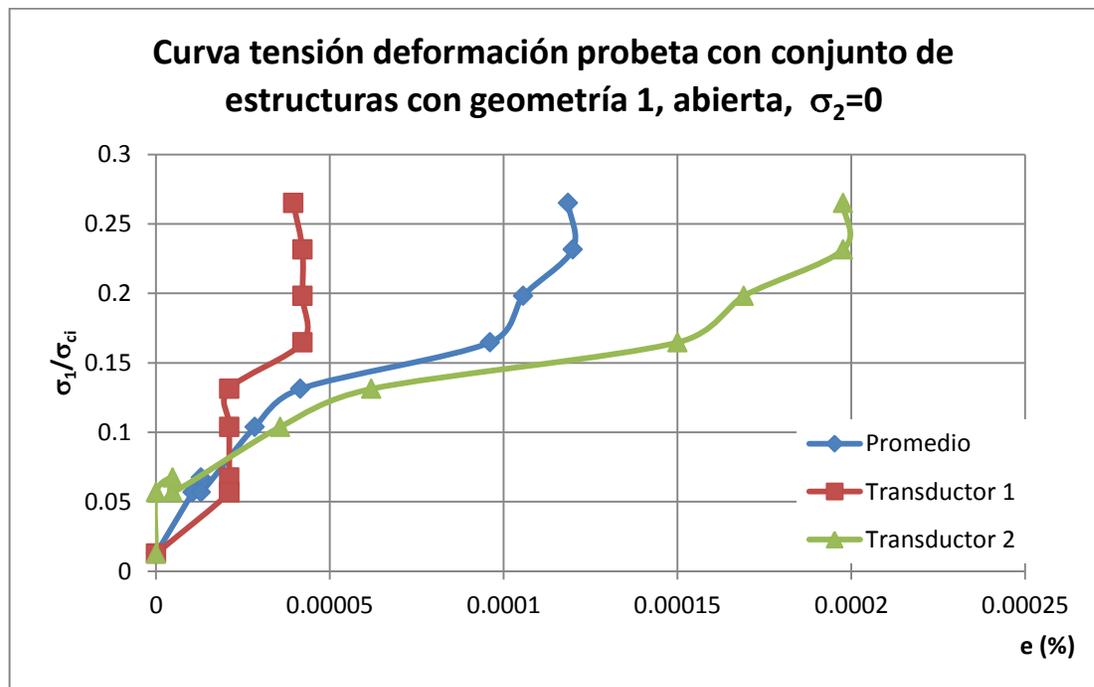


Figura C.36 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia nula.

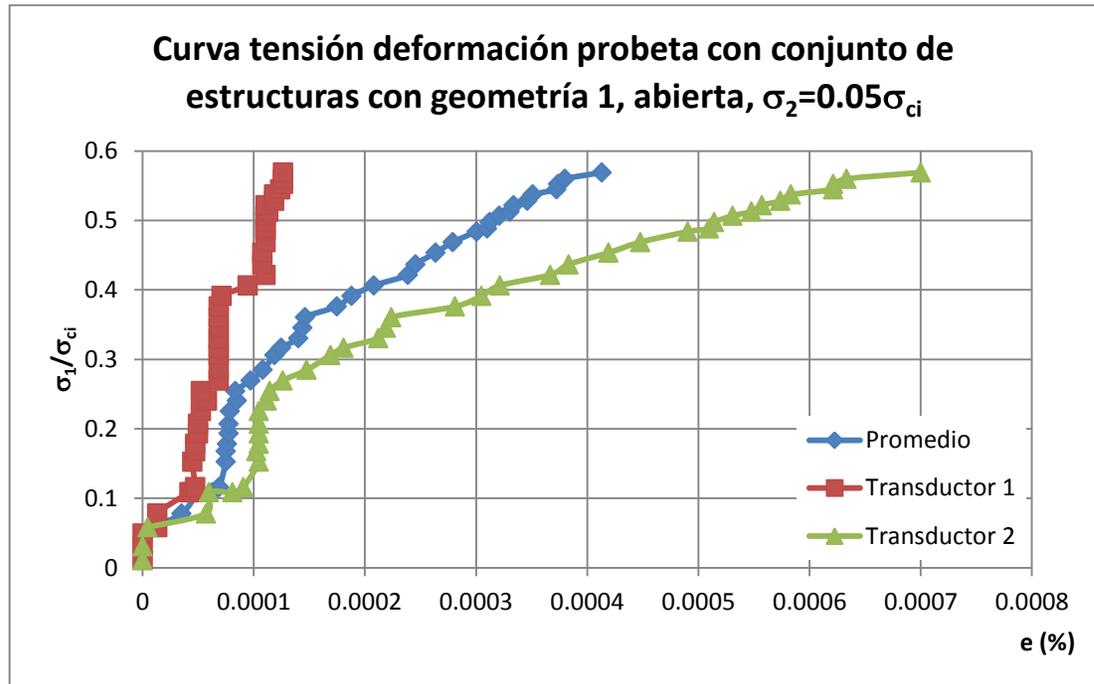


Figura C.37 Curva tensão deformação probeta com uma família de estruturas correspondentes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 5% de la resistencia a compresión simple.

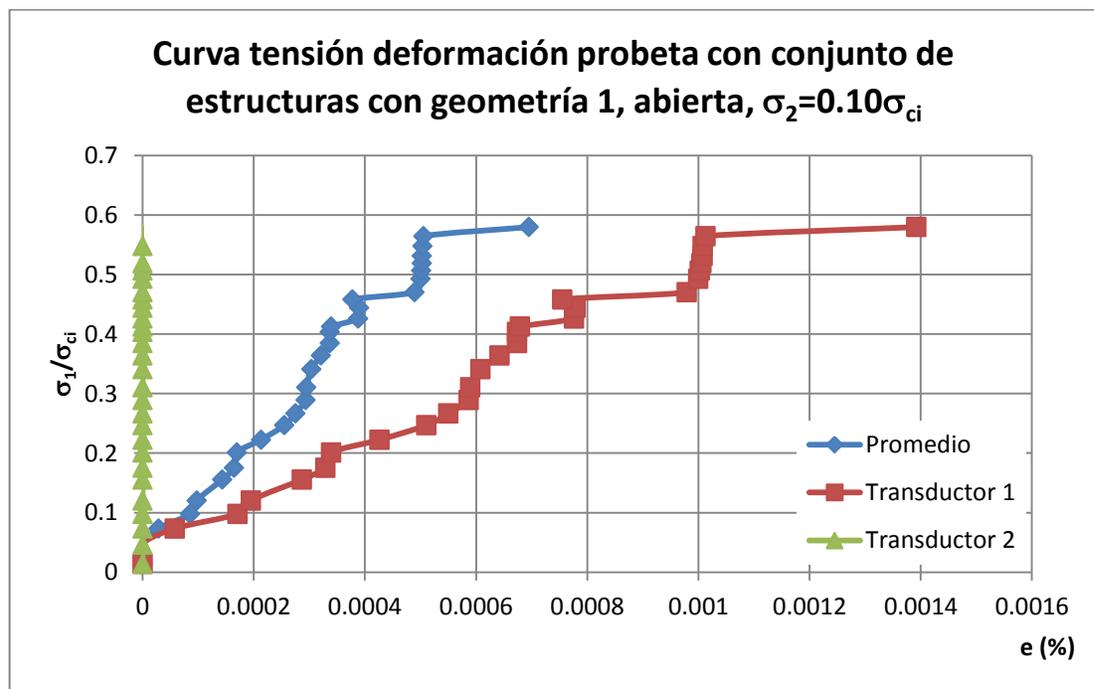


Figura C.38 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondentes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 10% de la resistencia a compresión simple.

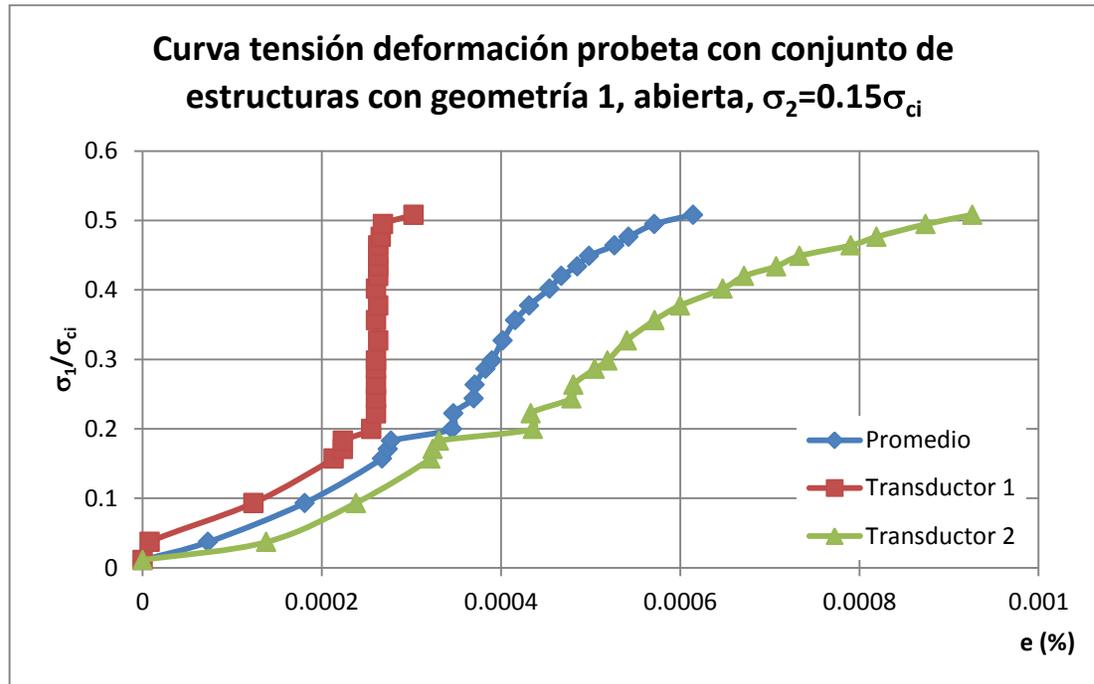


Figura C.39 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 15% de la resistencia a compresión simple.

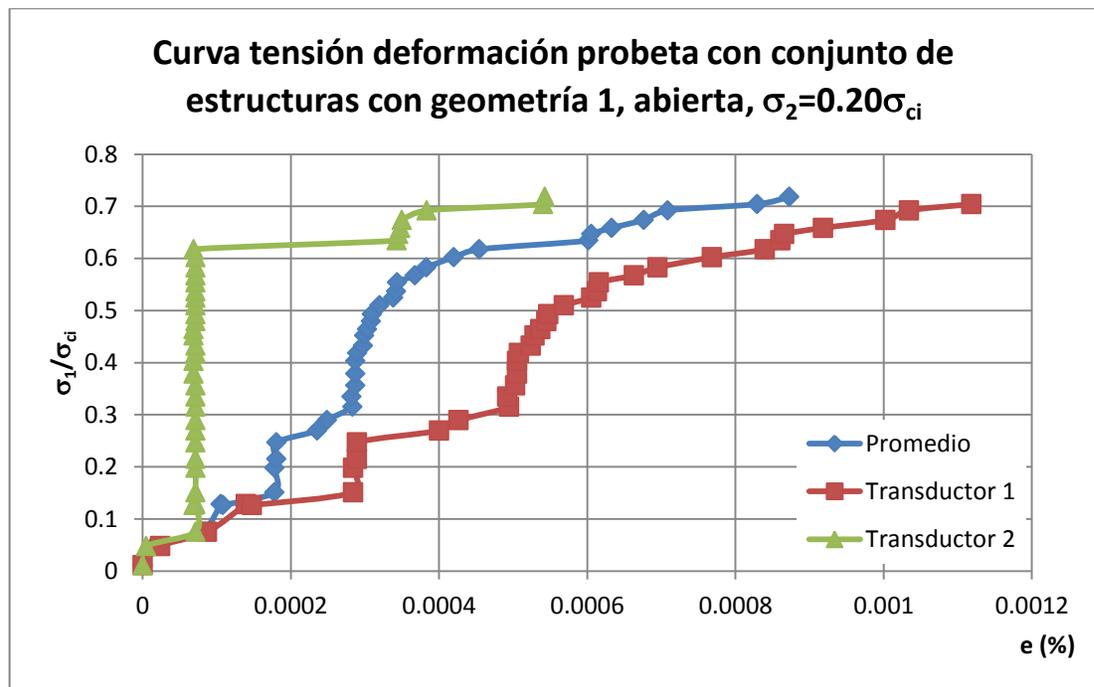


Figura C.40 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 20% de la resistencia a compresión simple.

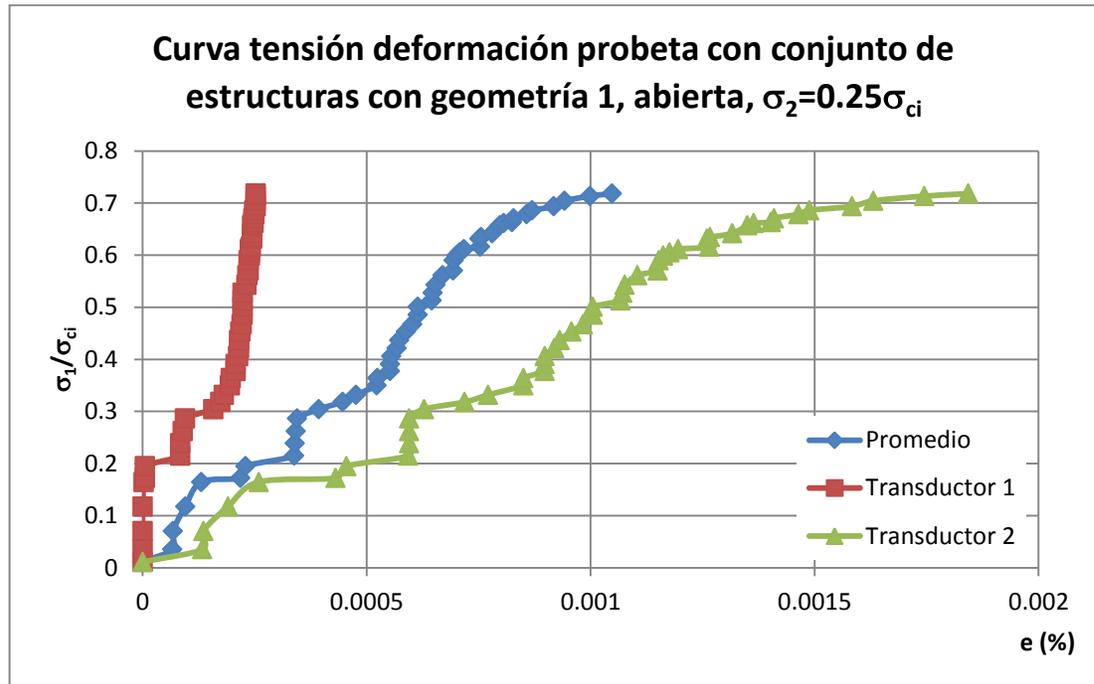


Figura C. 41 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 25% de la resistencia a compresión simple.

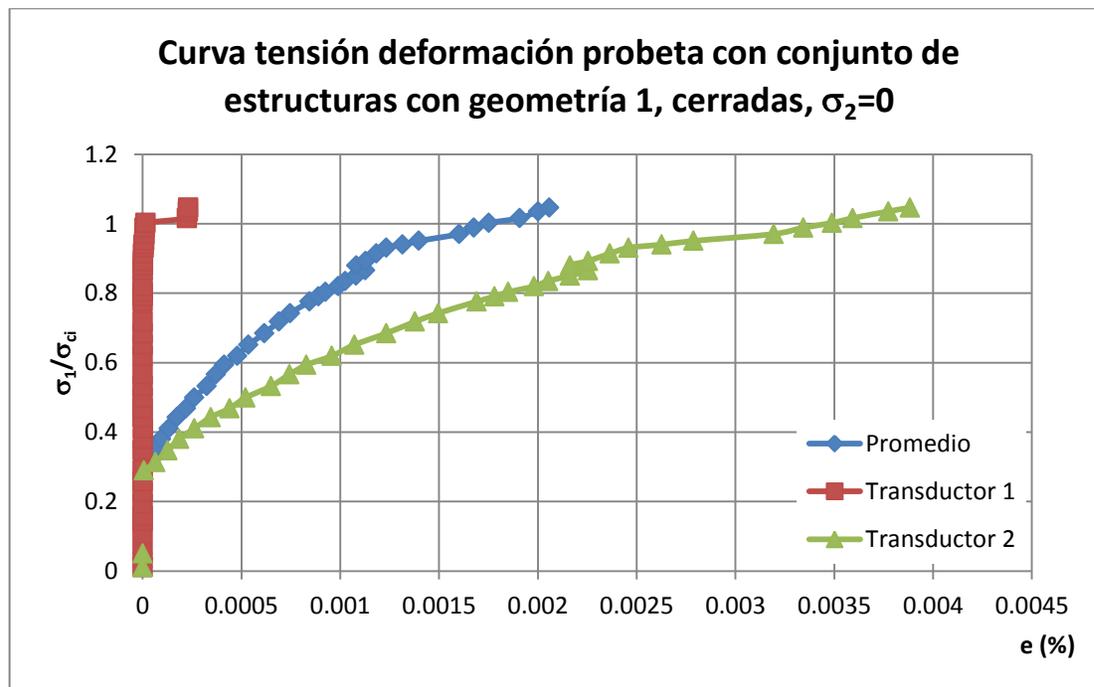


Figura C.42 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, cerrada, con tensión principal intermedia nula.

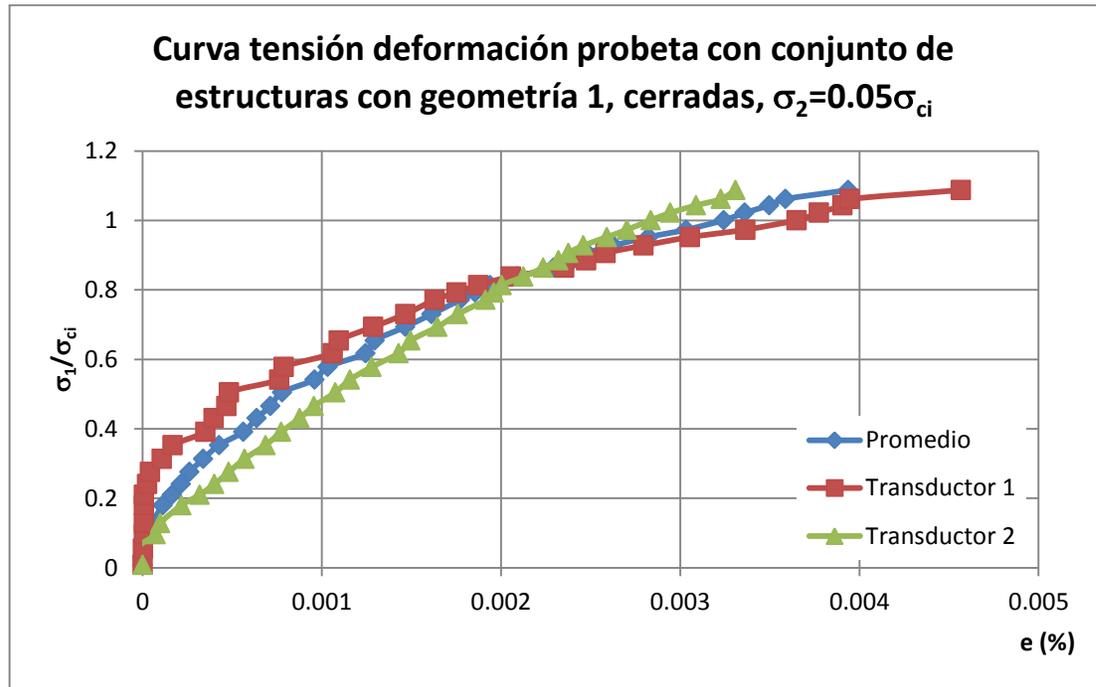


Figura C.43 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, cerrada, con tensión principal intermedia correspondiente al 5% de la resistencia a compresión simple.

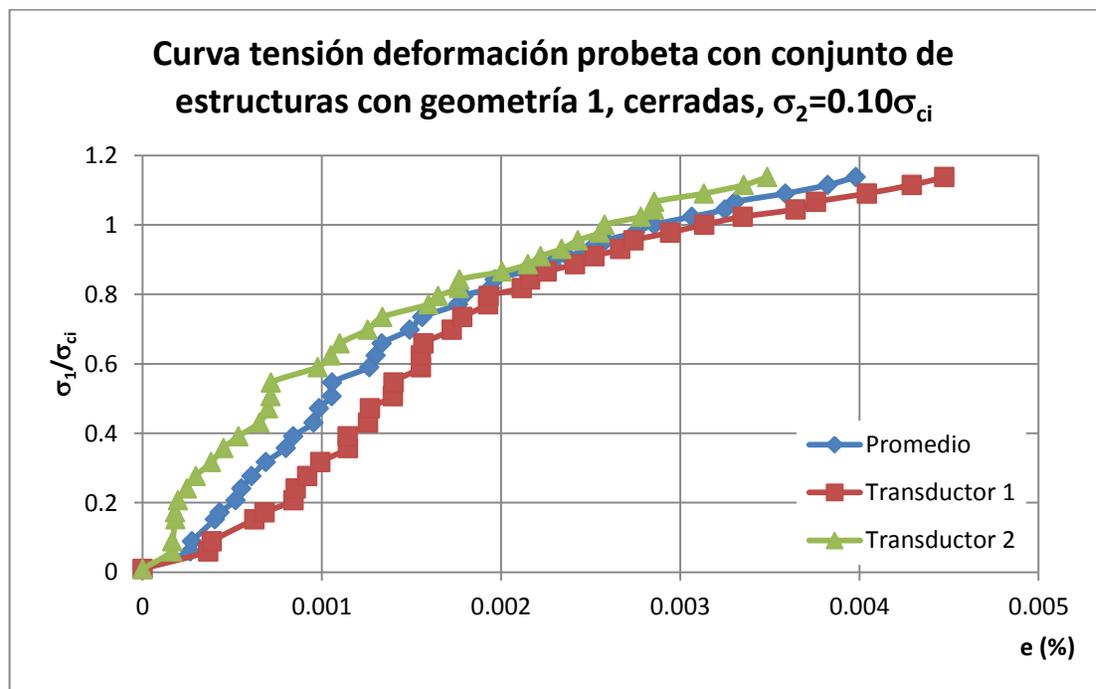


Figura C.44 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, cerrada, con tensión principal intermedia correspondiente al 10% de la resistencia a compresión simple.

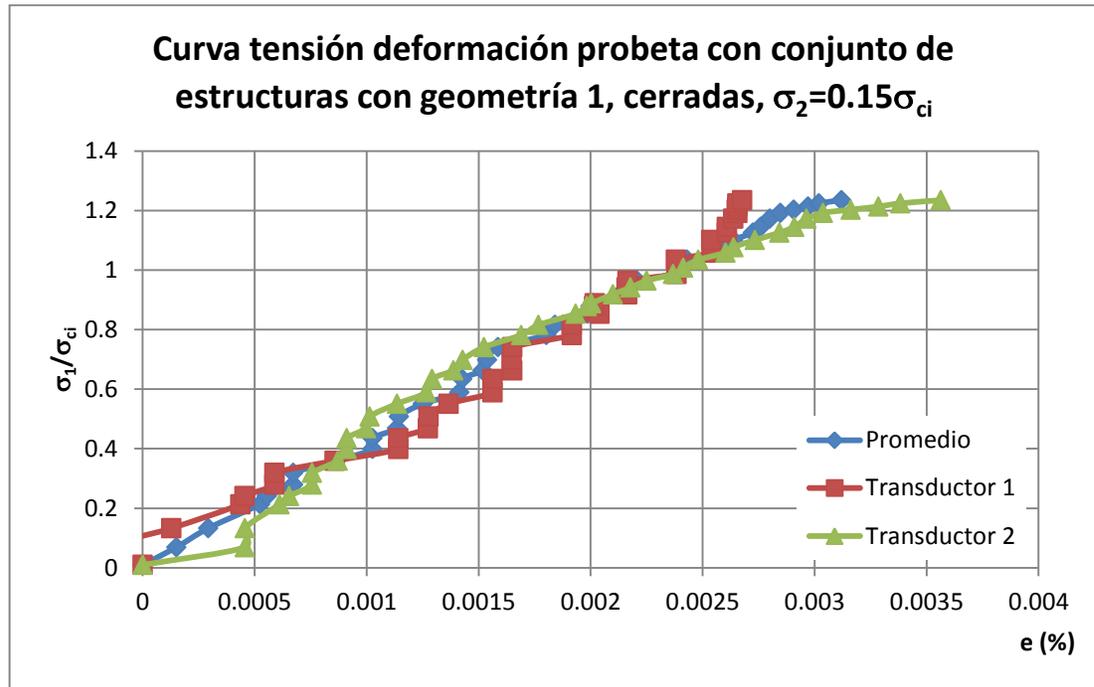


Figura C.45 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 1, cerrada, con tensión principal intermedia correspondiente al 15% de la resistencia a compresión simple.

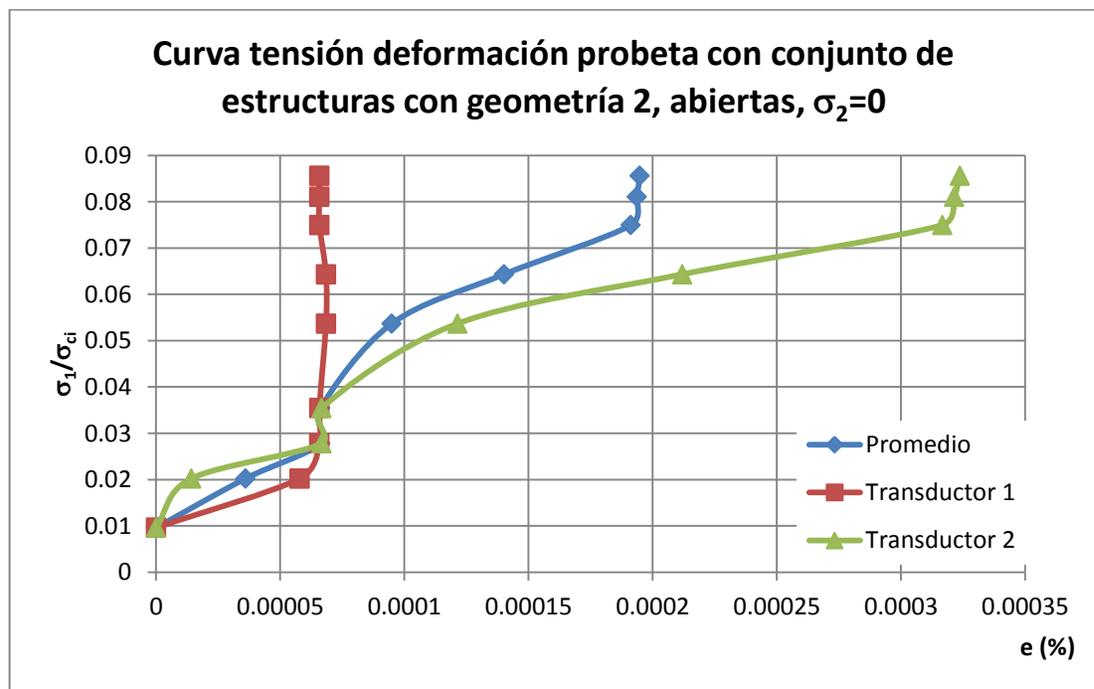


Figura C.46 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente nula.

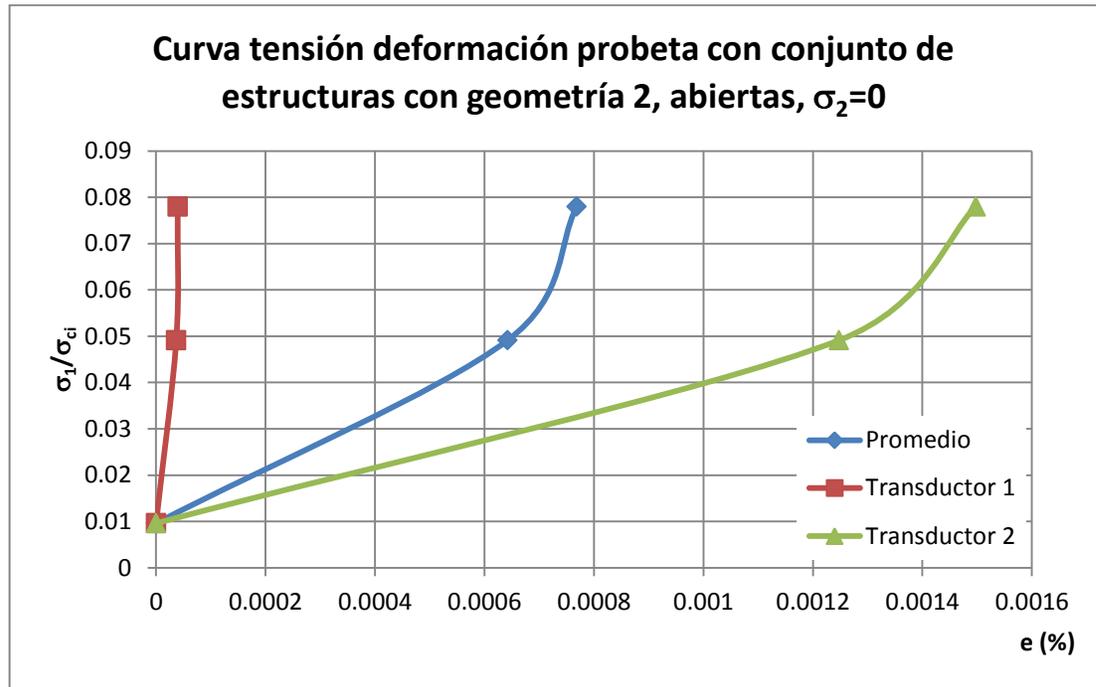


Figura C.47 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente nula.

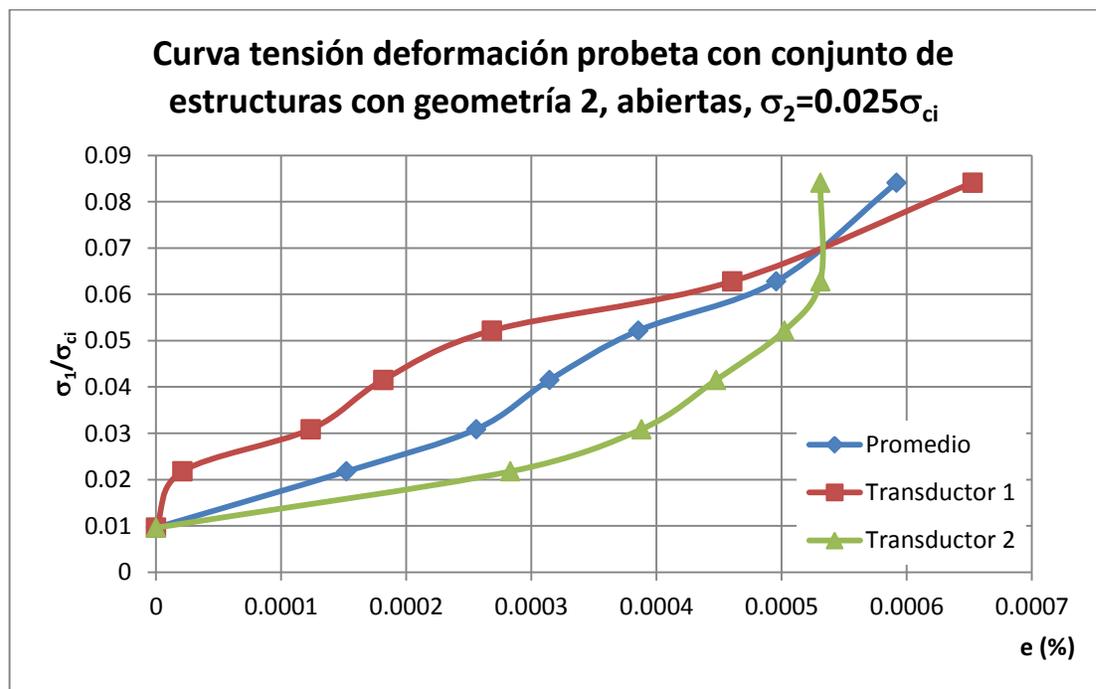


Figura C.48 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 2.5% de la resistencia a compresión simple.

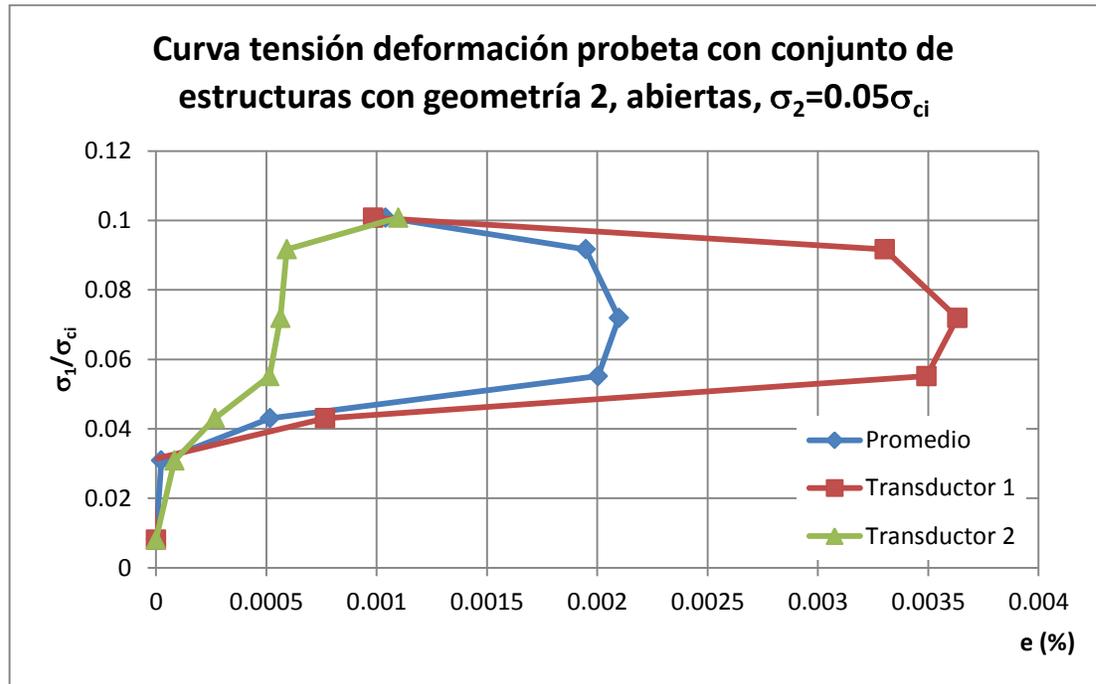


Figura C.49 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 5% de la resistencia a compresión simple.

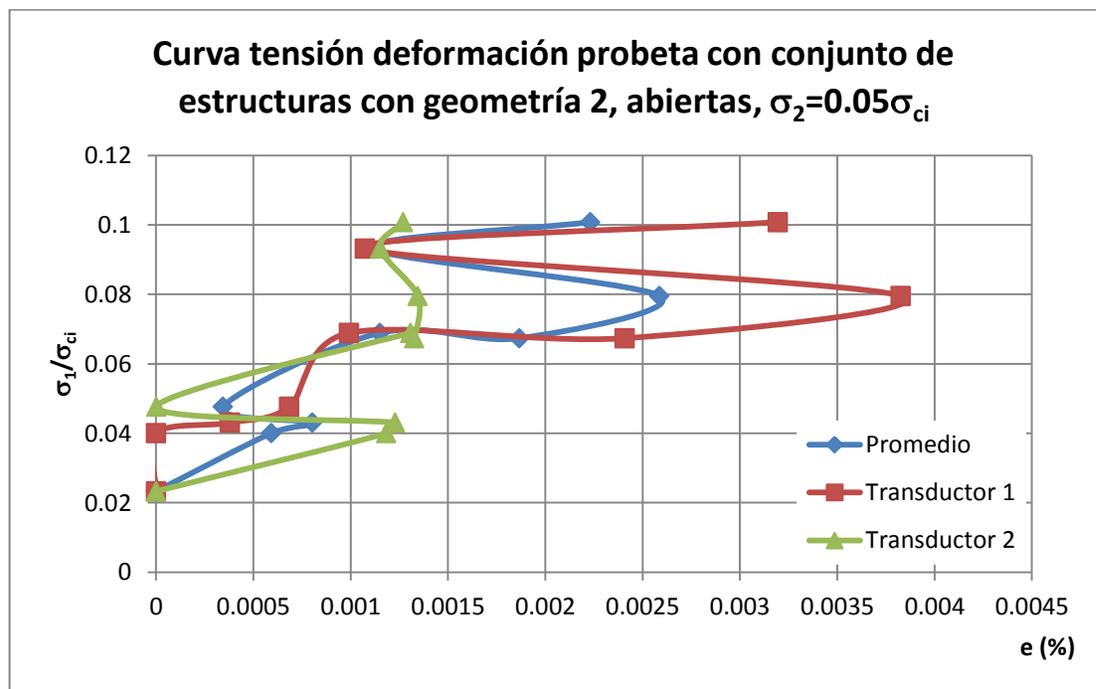


Figura C.50 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 5% de la resistencia a compresión simple.

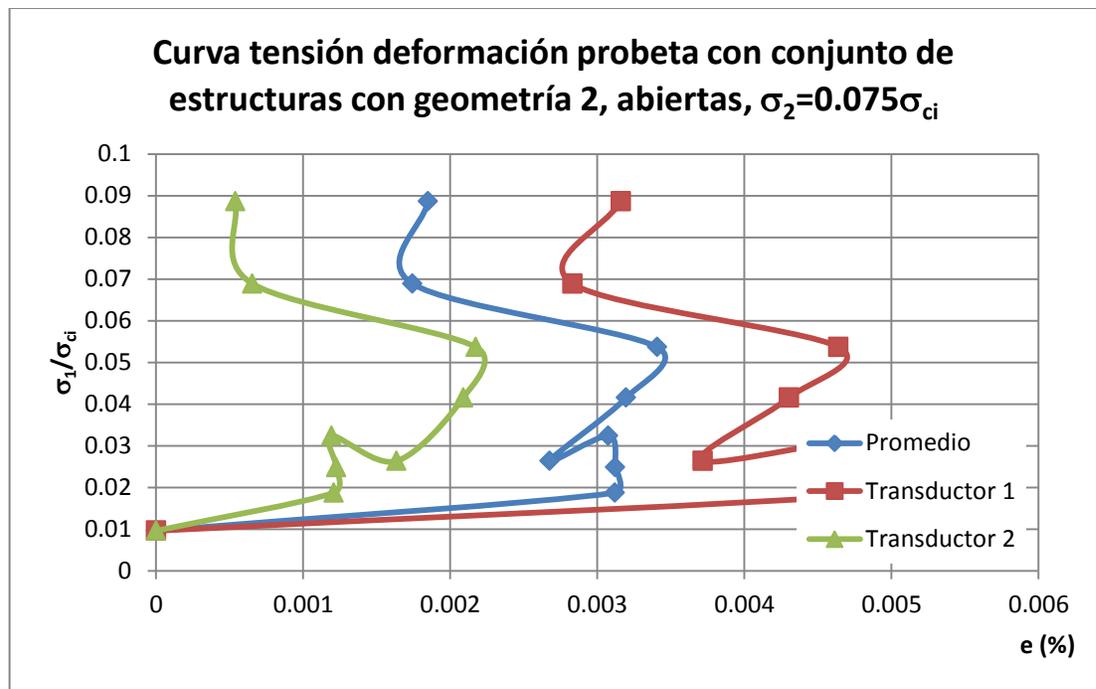


Figura C.51 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 7.5% de la resistencia a compresión simple.

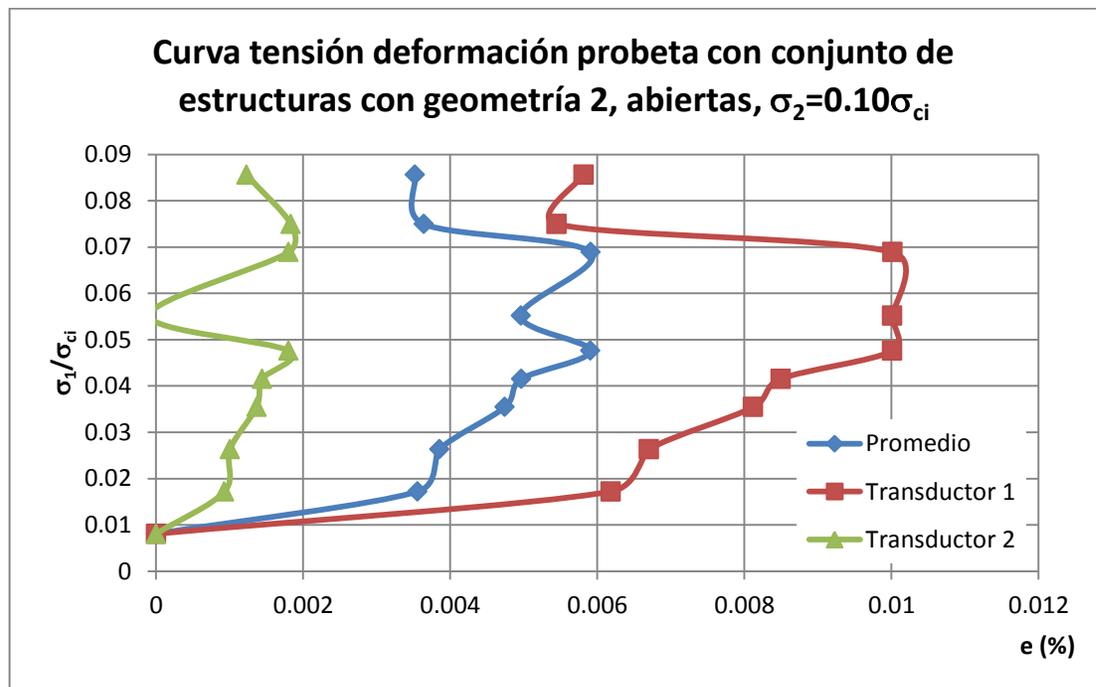
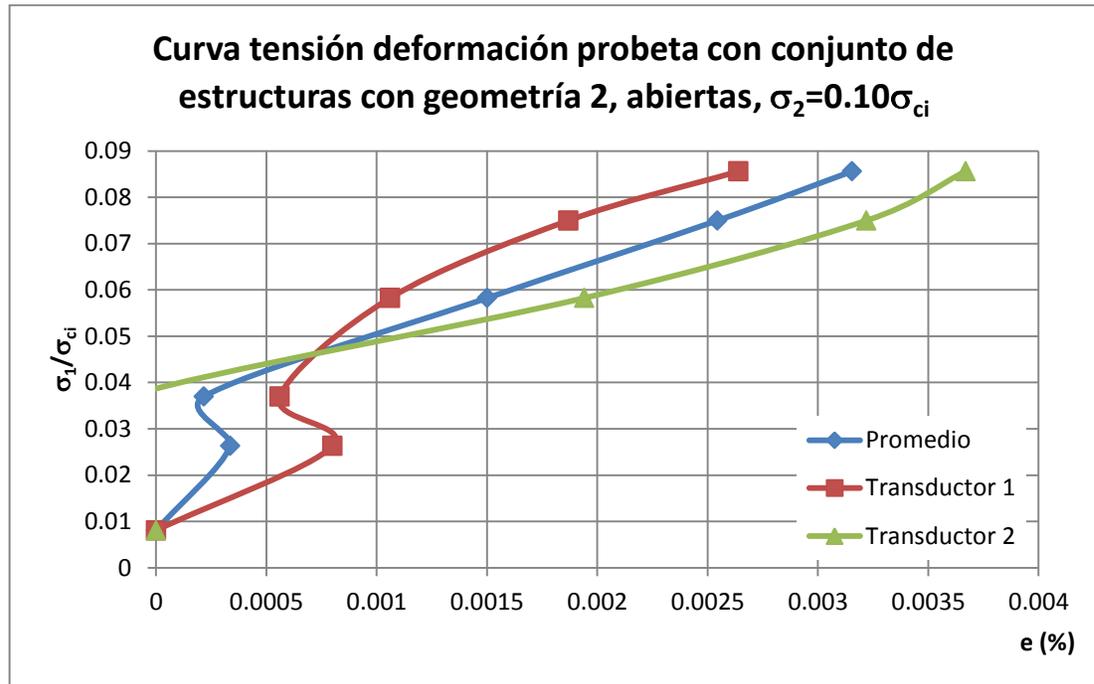


Figura C.52 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 10% de la resistencia a compresión simple.



FiguraC.53 Curva tensão deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, abierta, con tensión principal intermedia correspondiente al 10% de la resistencia a compresión simple.

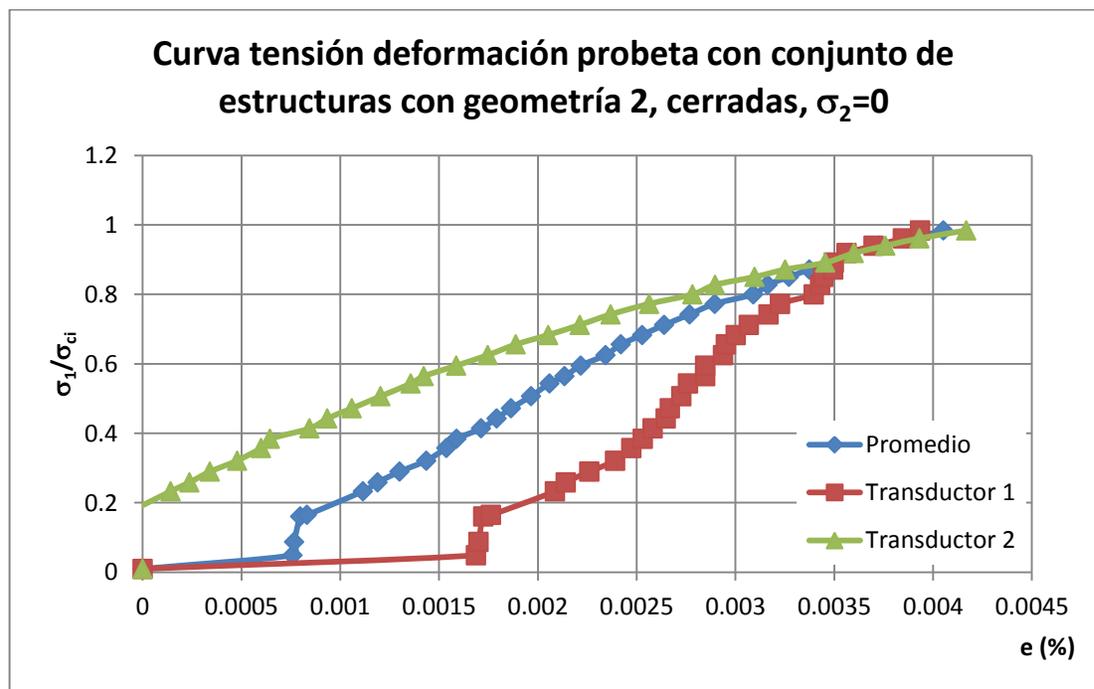


Figura C. 54 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, cerrada, con tensión principal intermedia nula.

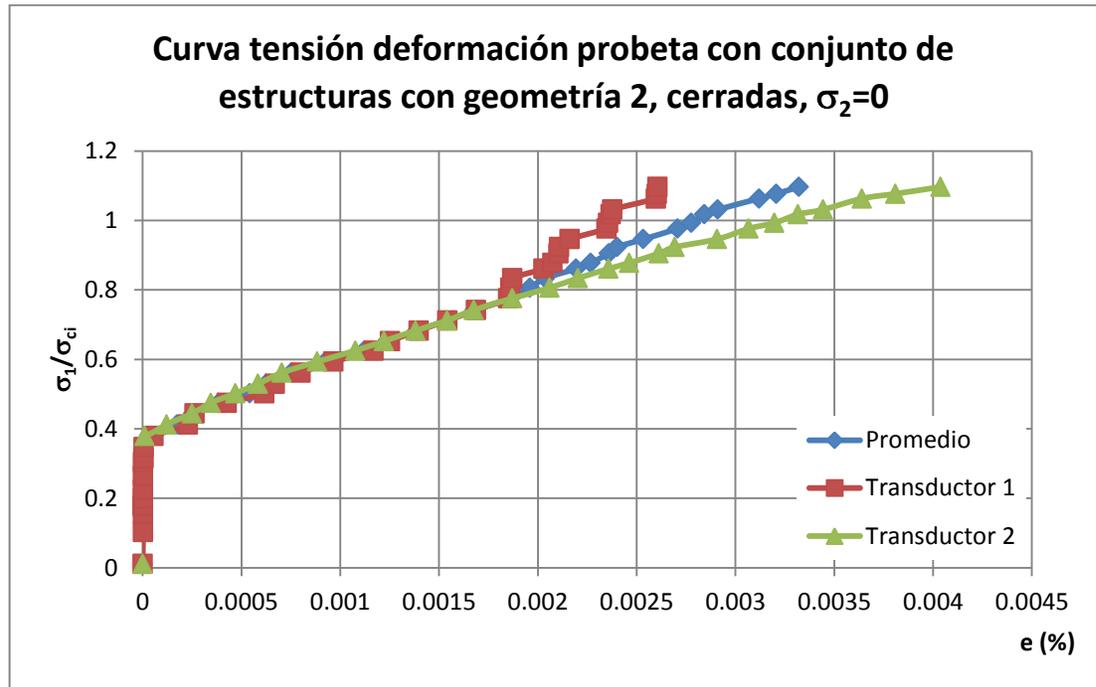


Figura C.55 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, cerrada, con tensión principal intermedia nula.

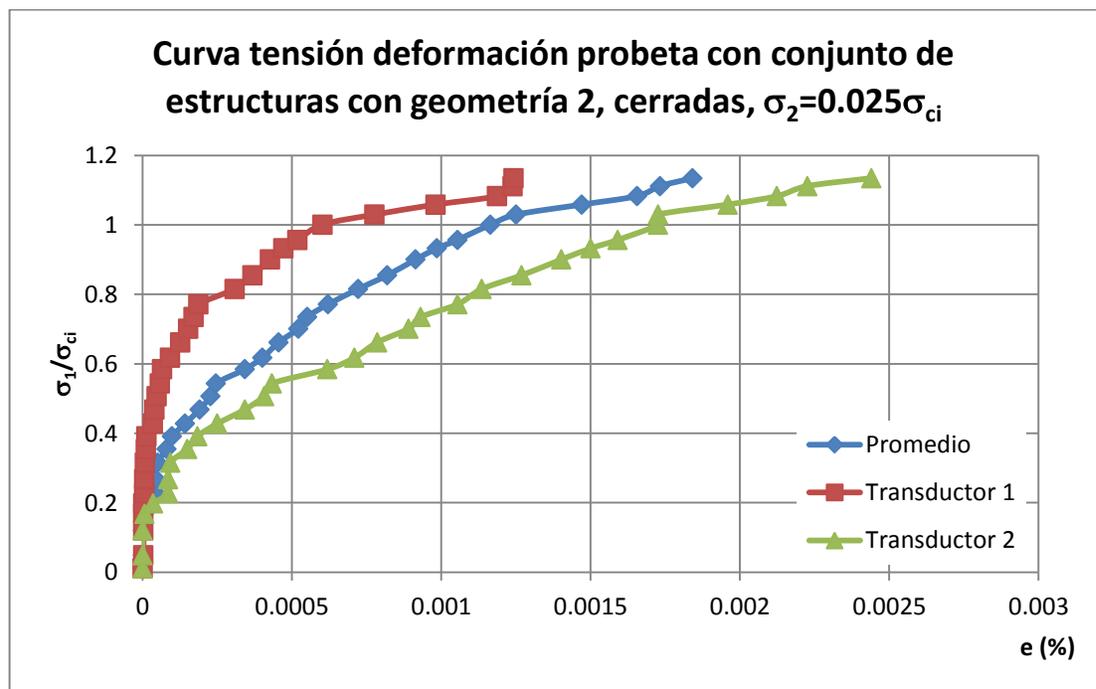


Figura C. 56 Curva tensión deformación probeta con una familia de estructuras correspondientes a la geometría 2, cerradas, con tensión principal intermedia correspondiente al 2.5% de la resistencia a compresión simple.