



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**POSGRADO EN CIENCIAS DE LA TIERRA**

**CENTRO DE GEOCIENCIAS**

**“EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA EN MATERIALES GRANULARES”**

**T E S I S**

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA TIERRA  
PRESENTA:**

**JUBIER ALONSO JIMÉNEZ CAMARGO**

**TUTOR:**

Dra. Dora C. Carreón Freyre  
Centro de Geociencias, UNAM

**MIEMBROS DEL COMITÉ TUTOR:**

Dra. María de la Luz Pérez Rea, Facultad de Ingeniería, UAQ  
Dr. Ángel Francisco Nieto-Samaniego, Centro de Geociencias, UNAM  
Dr. Francisco Ramón Zúñiga Dávila, Centro de Geociencias, UNAM  
Dr. Osvaldo Flores Castellón, Instituto de Ingeniería, UNAM

**SANTIAGO DE QUERÉTARO, QUERÉTARO, DICIEMBRE DE 2017**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



***Declaro conocer el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, plasmado en la Legislación Universitaria. Con base en las definiciones de integridad y honestidad ahí especificadas, aseguro mediante mi firma al calce que el presente trabajo es original y enteramente de mi autoría. Todas las citas de, o referencias a, la obra de otros autores aparecen debida y adecuadamente señaladas, así como acreditadas mediante los recursos editoriales convencionales.***

## **DEDICATORIA**

*A mi familia por ser el eje fundamental de mi vida y la razón de mis esfuerzos, por toda la confianza y el apoyo incondicional que siempre me han brindado.*

*A la República y el Pueblo de México, por los momentos llenos de alegría y la oportunidad de crecer como persona y como profesional.*

**GRACIAS**



## Resumen

La resistencia a la cizalla es un reflejo de la oposición que presenta el material granular al movimiento relativo entre sus partículas, a través de cualquier plano interno del cuerpo sometido a deformación. La resistencia al corte de un material granular se determina por medio de ensayos mecánicos en los que se aplican esfuerzos normales sobre la muestra y se determinan sus condiciones esfuerzo-deformación en tres direcciones, de allí el nombre de pruebas triaxiales. Estas pruebas pueden realizarse a carga o deformación controlada y en condiciones estáticas o dinámicas.

Para este estudio se analizó la resistencia a la cizalla con especímenes remoldeados, de tres materiales de origen aluvial pertenecientes a tres intervalos de profundidades diferentes obtenidos a partir de un sondeo realizado en la Ciudad de Irapuato, Guanajuato. Las muestras analizadas presentan propiedades físicas y químicas variables (contenidos de agua, relación de vacíos, porosidad, conductividad eléctrica, distribución granulométrica, forma de las partículas y mineralogía).

En la zona de estudio se presentan problemas de subsidencia relacionados con la extracción excesiva de agua, por lo cual los materiales granulares que constituyen el subsuelo se ven sometidos a estados de esfuerzo y deformación que varían en el tiempo y el espacio. Tales diferencias en el comportamiento esfuerzo-deformación, fueron evaluadas mediante la aplicación de carga estática convencional y carga cíclica en condiciones no drenadas. Para el análisis de las relaciones esfuerzo deformación, se considera un modelo de comportamiento elasto-plástico y el criterio de falla de Mohr-Coulomb mediante sus componentes cohesiva y friccional. También se estudiaron las relaciones entre los esfuerzos principales, la presión de poro y el aumento en la deformación unitaria axial. Para las pruebas triaxiales cíclicas se analizó la degradación del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento, con el fin de evaluar el comportamiento de las muestras durante la aplicación de cargas dinámicas.

La resistencia a la cizalla de los materiales aluviales de Irapuato, tiene relación directa con los contenidos de agua, la forma y distribución de los tamaños de partícula, los contactos interparticulares y la influencia del espesor de la capa de agua que rodea los granos, la mineralogía y los estados de alteración de las partículas individuales. Estas características son un reflejo de las condiciones de transporte, el tipo de material geológico del cual provienen los sedimentos, la distancia al área fuente y el ambiente de depósito. También fue posible evaluar la recuperación parcial de la estructura del material luego del remoldeo, como consecuencia de la propiedad de tixotropía de las arcillas esmectíticas que constituyen gran parte de la fracción fina en los sedimentos de Irapuato. Para determinar las condiciones de falla por cizalla de estos materiales, se evalúa la relación que existe entre las propiedades físicas del material con los factores asociados a la variación en el estado de esfuerzos estáticos y dinámicos, el desarrollo de excesos de la presión de poro, la tasa de aplicación de las cargas y la variación en la presión de confinamiento. Los resultados obtenidos indican, que a nivel de partícula, uno de los factores que determina en mayor medida la resistencia del material granular en condiciones estáticas es la angulosidad de los granos; mientras que en condiciones dinámicas es de mayor relevancia la relación de vacíos inicial y la mineralogía de las partículas. Esto se debe a que durante una prueba cíclica los cambios en la dirección del esfuerzo desviador promueven el reacomodo de la estructura del material y un mayor desgaste mecánico en las partículas.

## Lista de Figuras

FIGURA 1. DEFINICIÓN DE ESFUERZO. MODIFICADO DE FJAER ET AL., (2008). .....	3
FIGURA 2. DESCOMPOSICIÓN DE UNA FUERZA EN SUS COMPONENTES NORMAL Y PARALELA AL PLANO DE APLICACIÓN .....	4
FIGURA 3. ESFUERZO APLICADO SOBRE UN PUNTO DEL ELEMENTO INFINITESIMAL. MODIFICADO DE FJAER ET AL., (2008). .....	5
FIGURA 4. ESTADO DE ESFUERZOS EN TRES DIMENSIONES, MODIFICADO DE LAWRENCE (1977) .....	6
FIGURA 5. TETRAEDRO DE CAUCHY. MODIFICADO DE DYE (2015) .....	7
FIGURA 6. COMPONENTES DE ESFUERZO EN DOS DIMENSIONES. OBSÉRVESE QUE LOS ESFUERZOS DE CIZALLA SON ESFUERZOS CONJUGADOS. MODIFICADO DE FJAER ET AL., (2008). .....	8
FIGURA 7. COMPONENTES DILATACIONAL Y DESVIADORA DEL TENSOR DE ESFUERZOS. MODIFICADO DE ROYLANCE (2008). .....	9
FIGURA 8. EQUILIBRIO DE FUERZAS EN UN TRIÁNGULO. MODIFICADO DE FJAER ET AL., (2008) .....	10
FIGURA 9. A) CÍRCULO DE MOHR B) REPRESENTACIÓN DEL CÍRCULO DE MOHR EN EL ESPACIO FÍSICO. MODIFICADO DE ZANG & STEPHANSSON (2010). .....	12
FIGURA 10. VISUALIZACIÓN DEL ESFUERZO EN EL ESPACIO FÍSICO (IZQUIERDA) Y LOS DIAGRAMAS DE ESFUERZO (DERECHA). MODIFICADO DE ZANG & STEPHANSSON (2010). .....	13
FIGURA 11. DEFORMACIÓN EN UN CONTINUO. MODIFICADO DE SCHREURS (2012) .....	14
FIGURA 12. A) FALLA POR TENSIÓN. B) FALLA POR CIZALLA. MODIFICADO DE FJAER ET AL., (2008). .....	16
FIGURA 13. ESTADO DE ESFUERZOS POR CIZALLA PURA .....	17
FIGURA 14. CIZALLA PURA. MODIFICADO DE TAYLOR (2008) .....	18
FIGURA 15. CIZALLA SIMPLE. MODIFICADO DE TWISS & MOORES (2007). .....	18
FIGURA 16. COMPONENTES DE LA CIZALLA SIMPLE. MODIFICADO DE ROBERTS (1977A). .....	19
FIGURA 17. MOVIMIENTO DE LAS PARTÍCULAS AL INTERIOR DEL CUERPO DURANTE DEFORMACIÓN PROGRESIVA POR A) CIZALLA PURA B) CIZALLA SIMPLE. MODIFICADO DE TAYLOR (2008A). .....	20
FIGURA 18. ESTADO DE ESFUERZOS POR CIZALLA PURA (A) Y ESTADO DE ESFUERZOS POR CIZALLA SIMPLE (B) MODIFICADO DE GROGNET (2011). .....	20
FIGURA 19. RESISTENCIA A LA CIZALLA EN TÉRMINOS DE LA COHESIÓN DEL MATERIAL. MODIFICADO DE YOKOI (1968). .....	22
FIGURA 20. FORMACIÓN DE COLUMNAS GRANULARES SIMULADAS CON POLÍMEROS FOTOSENSIBLES, AL INTERIOR DEL MATERIAL GRANULAR SE REFLEJA EL ESFUERZO EXTERNO APLICADO (TONALIDADES ROJIZAS Y AZULES). TOMADO DE SANTAMARINA & SHIN (2009). .....	23
FIGURA 21. CIERRE INTERPARTICULAR COMO RESULTADO DE UNA DISTRIBUCIÓN UNIFORME Y HETEROGÉNEA DE LOS TAMAÑOS DE PARTÍCULA. .....	25
FIGURA 22. FUERZAS DE CONTACTO Y DEFORMACIÓN DE LAS PARTÍCULAS. A) PARTÍCULAS GRANDES: DEFORMACIÓN POR CONTACTO. B) PARTÍCULAS PEQUEÑAS: INTERACCIÓN ELÉCTRICA. MODIFICADO DE SANTAMARINA (2003). .....	25
FIGURA 23. FORMA DE LAS PARTÍCULAS Y SUS IMPLICACIONES A NIVEL DE LOS CONTACTOS INTERPARTICULARES. MODIFICADO DE SANTAMARINA & SHIN (2009). .....	26
FIGURA 24. A) AGRUPACIÓN DE PARTÍCULAS GRUESAS B) DISMINUCIÓN DE VOLUMEN Y C) DILATANCIA EN UN MATERIAL NO COHESIVO. MODIFICADO DE ELGAMAL ET AL., (1998) .....	27
FIGURA 25. TIPOS DE RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN MATERIALES GRANULARES. MODIFICADO DE MITCHELL & SOGA (2005). .....	29

FIGURA 26. A) COMPORTAMIENTO ELÁSTICO LINEAL CON FALLA EN EL PUNTO F., B) COMPORTAMIENTO ELÁSTICO NO LINEAL., C) CURVA DE HISTÉRESIS. MODIFICADO DE JAEGER ET AL., (2007). .....	32
FIGURA 27. RELACIONES TÍPICAS DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN PARA MATERIALES GRANULARES EN CARGA POR COMPRESIÓN. MODIFICADO DE ROBERTS (1977). .....	33
FIGURA 28. COMPONENTES DE DEFORMACIÓN ELÁSTICO-PLÁSTICA. MODIFICADO DE FJAER ET AL., (2008). .....	34
FIGURA 29. DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN PARA UN CICLO DE CARGA-DESCARGA. A) MODELO VISCO ELÁSTICO., B) MODELO VISCO PLÁSTICO. MODIFICADO DE TI ET AL. (2009) .....	35
FIGURA 30. RANGOS TÍPICOS DE DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ EN MATERIALES GRANULARES: RIGIDEZ VS DEFORMACIÓN EN ESCALA LOGARÍTMICA. MODIFICADO DE MITCHELL & SOGA (2005).....	36
FIGURA 31. CRITERIO DE FALLA DE COULOMB. MODIFICADO DE SCHOFIELD & WROTH (1968). .....	38
FIGURA 32. ENVOLVENTE DE FALLA PARA UN MATERIAL SIN FRICCIÓN. MODIFICADO DE ROBERTS (1977) .	39
FIGURA 33. ENVOLVENTE DE FALLA DE MOHR PARA UN MATERIAL GRANULAR SIN RESISTENCIA A TENSIÓN NI COHESIÓN. MODIFICADO DE ROBERTS (1977) .....	39
FIGURA 34. DIAGRAMA DE MOHR, ENVOLVENTES DE FALLA Y COMPONENTES DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA. MODIFICADO DE LABUZ & ZANG (2012). .....	40
FIGURA 35. DIAGRAMA DE ESFUERZOS APLICADOS SOBRE UN ESPÉCIMEN CILÍNDRICO DURANTE UN ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL, DEFINICIÓN DE ESFUERZO DESVIADOR Y PRESIÓN CONFINANTE. MODIFICADO DE ROBERTS (1977) .....	43
FIGURA 36. DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE UN EQUIPO TRIAXIAL CONVENCIONAL. MODIFICADO DE LADE (2016).....	44
FIGURA 37. EQUIPO TRIAXIAL CONVENCIONAL DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE GEOSISTEMAS (LAMG), CENTRO DE GEOCIENCIAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, CAMPUS JURIQUILLA .....	45
FIGURA 38. ESFUERZOS NORMAL Y DE CIZALLA EN RELACIÓN CON LA SUPERFICIE DE FALLA. EL ÁNGULO DE FALLA SUELE MEDIRSE CON RESPECTO A LA DIRECCIÓN DEL ESFUERZO VERTICAL PRINCIPAL. MODIFICADO DE TIEN & KUO (2001).....	46
FIGURA 39. DIAGRAMA DE MOHR CON LA ENVOLVENTE DE FALLA PARA PRUEBAS TRIAXIALES DRENADAS. MODIFICADO DE LADE (2016). .....	48
FIGURA 40. DIAGRAMA DE MOHR CON ENVOLVENTES DE FALLA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES Y ESFUERZOS EFECTIVOS PARA PRUEBAS CU EN MATERIALES GRANULARES. MODIFICADO DE BISHOP & HENKEL (1962). .....	49
FIGURA 41. ETAPA DE CONSOLIDACION Y FALLA EN UNA PRUEBA TRIAXIAL TIPO CU. A) APLICACIÓN DE LA PRESION CONFINANTE B) APLICACIÓN DEL ESFUERZO DESVIADOR. MODIFICADO DE LADE (2016).....	50
FIGURA 42. DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE UN EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO. MODIFICADO DE LA NORMA TÉCNICA ASTM D-5311 (2011).....	52
FIGURA 43. EQUIPO TRIAXIAL DINÁMICO DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE GEOSISTEMAS LAMG. CENTRO DE GEOCIENCIAS UNAM, JURIQUILLA. ....	53
FIGURA 44. A) CURVA DE HISTÉRESIS Y MÓDULOS DE RIGIDEZ TANGENTE Y SECANTE DURANTE UN CICLO DE CARGA. TOMADO DE SANJAY & KANTI (2007). B) TIPOS DE PATRONES QUE PUEDEN SER APLICADOS DURANTE LA CARGA CÍCLICA, T = PERIODO DE CARGA Y A= SEMI-AMPLITUD. MODIFICADO DE REES (2014).....	54
FIGURA 45 .DESARROLLO DE EXCESOS EN LA PRESIÓN DE PORO DURANTE UN ENSAYE POR CARGA CÍCLICA NO DRENADA EN UN ESPÉCIMEN DE MATERIAL GRANULAR. OBSÉRVESE EL INCREMENTO EN LA PRESIÓN DE PORO AL INTERIOR DEL ESPÉCIMEN CONFORME AUMENTA EL NÚMERO DE CICLOS Y POR ENDE LA ACUMULACIÓN DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA. TOMADO DE REES (2014). .....	55

FIGURA 46. MAPA DE PROVINCIAS FISIOGRAFICAS DE MÉXICO (MODIFICADO DE DÁVALOS, 2006). SMOC: SIERRA MADRE OCCIDENTAL; MC: MESA CENTRAL; SMOR: SIERRA MADRE ORIENTAL; PC: PLANICIE COSTERA; FVTM:FAJA VOLCÁNICA TRANSMEXICANA; SMS: SIERRA MADRE DEL SUR. 1: TEHUACÁN; 2: TEOTITLÁN; 3: OAXACA; 4: MIAHUATLÁN. ....	58
FIGURA 47. GEOMORFOLOGÍA DEL VALLE DE IRAPUATO. FOTOGRAFÍA TOMADA EN DIRECCIÓN E DESDE EL CERRO ARANDAS AL NW DE LA CIUDAD. LA ZONA MONTAÑOSA EN EL HORIZONTE CORRESPONDE AL LÍMITE OCCIDENTAL DE LA SIERRA DE GUANAJUATO. ....	59
FIGURA 48. RELIEVE DEL ÁREA DE ESTUDIO. LAS MAYORES ELEVACIONES TOPOGRÁFICAS DE APORTE DE SEDIMENTOS, SE UBICAN HACIA EL NORESTE Y NORTE DEL VALLE DE IRAPUATO. SE OBSERVA LA MAYOR DENSIDAD DE LOS PATRONES DE DRENAJE EN DIRECCIÓN NE Y LA UBICACIÓN DEL PUNTO DE MUESTREO (TRIÁNGULO NEGRO) UBICADO EN LA PLANICIE LACUSTRE. ....	60
FIGURA 49. GEOLOGÍA DE LA ZONA DE IRAPUATO Y ALREDEDORES. MODIFICADO DE CASTILLO & AGUIRRE, 2010 .....	61
FIGURA 50. FENÓMENO DE SUBSIDENCIA EN EL ÁREA DE ESTUDIO, CENTRO SUR DE LA CIUDAD DE IRAPUATO. A) HUNDIMIENTO DIFERENCIAL DE APROXIMADAMENTE 1.60 METROS. B) INTENSIDAD DEL DAÑO A LAS EDIFICACIONES EN EL ÁREA DE INFLUENCIA DE LAS FALLAS. C) EN LA IMAGEN PUEDE APRECIARSE LA MAGNITUD DE LAS COMPONENTES DE DESPLAZAMIENTO LATERAL Y VERTICAL DEBIDAS AL PROCESO DE SUBSIDENCIA. ....	61
FIGURA 51. A) FORMACIONES DE ARENISCA DE GRANO FINO INTERCALADAS CON LIMOS Y ARCILLAS. B) CAPAS DE ARCILLOLITAS DE COLOR CAFÉ INTERCALADAS CON CAPAS DE LIMO Y ARENA. C) LAS CAPAS DE MATERIALES GRANULARES POSEEN ESPESORES RELATIVAMENTE REDUCIDOS PERO GRANDES EXTENSIONES LATERALES. UBICACIÓN: VÍA IRAPUATO-GUANAJUATO NW DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	62
FIGURA 52. A) ROCAS SEDIMENTARIAS DE GRANO GRUESO, CONGLOMERADOS Y ARENAS MUY INTEMPERIZADOS. B) PRESENCIA DE BASALTOS ALTAMENTE FRACTURADOS CON BAJOS A MODERADOS GRADOS DE ALTERACIÓN. UBICACIÓN: CERRO ARANDAS NW DE IRAPUATO.....	62
FIGURA 53. A) PRESENCIA DE CONGLOMERADOS CUBRIENDO PARCIALMENTE LAS FORMACIONES DE BASALTO. B) RELACIONES DE CORTE ENTRE LOS BASALTOS Y LAS ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS MÁS ANTIGUAS. UBICACIÓN: CERRO ARANDAS NW DE IRAPUATO.....	63
FIGURA 54. A) CAPAS DE ARENISCA, LIMOLITAS, ARCILLA Y DELGADOS DEPÓSITOS PIROCLÁSTICOS DE CAÍDA. B) DIQUE BASÁLTICO CORTANDO LAS SECUENCIAS SEDIMENTARIAS DE GRANO FINO. UBICACIÓN: SECTOR DEL COPALILLO AL NORTE DE IRAPUATO. ....	63
FIGURA 55. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL PROPUESTA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA EN ESPECÍMENES REMOLDEADOS ELABORADOS CON LOS MATERIALES GRANULARES DE UNA SECUENCIA DE SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO.....	65
FIGURA 56. MUESTRAS TÍPICAS DEL SONDEO DE IRAPUATO EXTRAÍDAS DE TUBO SHELBY. CADA MUESTRA FUE CARACTERIZADA TEXTURALMENTE CON EL FIN DE IDENTIFICAR LA VARIABILIDAD GRANULOMÉTRICA EN PROFUNDIDAD. A) GRADUACIÓN TEXTURAL DE LA MUESTRA 7.20-7.45 M DEBIDO A LA PRESENCIA DE ARCILLAS HACIA EL TECHO Y CAMBIO GRADUAL HACIA ARENAS Y LIMOS EN LA BASE. B) TEXTURA LIMO ARENOSA PREDOMINANTE DE LA MUESTRA 10.68-10.83 M. C) MATERIAL ARENO ARCILLOSO PERTENECIENTE AL INTERVALO DE PROFUNDIDAD 15.40-15.60 M.....	66
FIGURA 57. PERFIL DEL SONDEO DE IRAPUATO PARA EL RANGO DE PROFUNDIDAD 7.12 METROS A 17.00 METROS. SE PRESENTA LA VARIABILIDAD GRANULOMÉTRICA DE LOS MATERIALES EN PROFUNDIDAD, LOS CICLOS DE DEPÓSITO Y LAS CAPAS DE SEDIMENTOS IDENTIFICADOS. LOS RECUADROS AZULES INDICAN LA UBICACIÓN DE LAS MUESTRAS SELECCIONADAS PARA LA CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA A TRES DIFERENTES PROFUNDIDADES. ....	69

FIGURA 58. DESTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA EN MUESTRAS DE IRAPUATO POR PÉRDIDA DE HUMEDAD. A) ESTADO INICIAL; B) ESTADO DE LA MUESTRA COMO CONSECUENCIA DE PÉRDIDAS EN EL CONTENIDO DE AGUA LUEGO DE SIETE DÍAS EN CUARTO CON TEMPERATURA CONTROLADA. ....	70
FIGURA 59. PROCESO PARA LA OBTENCIÓN DE LA DENSIDAD DE SÓLIDOS POR EL MÉTODO DEL PICNÓMETRO, TAMAÑO GRANO < MALLA 10.....	72
FIGURA 60. PROCESO PARA LA OBTENCIÓN DE LA DENSIDAD DE SÓLIDOS EN MATRAZ DE 500 ML, TAMAÑO GRANO < MALLA 4.....	73
FIGURA 61. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE LOS MATERIALES ALUVIALES DE IRAPUATO. EL EJE DE LAS ABCISAS CORRESPONDE A LA ABERTURA DE MALLA, EL EJE DE LAS ORDENADAS CORRESPONDE AL PORCENTAJE DE MATERIAL QUE PASA POR CADA UNO DE LOS TAMAÑOS DE APERTURA DE MALLA. .	74
FIGURA 62. PROCESO PARA LA OBTENCIÓN DE LOS PORCENTAJES GRANULOMÉTRICOS DE LA FRACCIÓN FINA POR EL MÉTODO DEL HIDRÓMETRO.....	76
FIGURA 63. FRACCIONES GRANULARES ANALIZADAS DE LOS SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO. (LAS IMÁGENES NO CORRESPONDEN A UN SOLO ESTRATO EN PARTICULAR) A) FRACCIÓN > MALLA 4. B) FRACCIÓN > MALLA 10. C) FRACCIÓN > MALLA 18 (15X). D) FRACCIÓN > MALLA 40 (15X). E) FRACCIÓN > MALLA 80 (30X). F) FRACCIÓN > MALLA 200 (30X).....	77
FIGURA 64. ANÁLISIS VECTORIAL DE ESFERICIDAD Y REDONDEZ PARA ARENAS DE IRAPUATO SEGÚN LA METODOLOGÍA DESCRITA POR GUO & SU (2007). ....	78
FIGURA 65. CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DE LAS PARTÍCULAS DE CUARZO TAMAÑO ARENA PARA LOS SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO. A) INTERVALO DE PROFUNDIDAD 7.20-7.32 M. B) PROFUNDIDAD 10.68-10.83 M. C) PROFUNDIDAD 15.40-15.60 M. AUMENTO 15X, MICROSCOPIO ÓPTICO CONVENCIONAL. ....	79
FIGURA 66. SECCIÓN DELGADA PARA EL MATERIAL DE PROFUNDIDAD 7.20-7.32 M. PRESENCIA DE PLAGIOCLASA CON MACLA TÍPICA DE LA ALBITA, CUARZOS EUHEDRALES MUY FRACTURADOS, OBSIDIANA DEVITRIFICADA, LÍTICOS VOLCÁNICOS DE COMPOSICIÓN BÁSICA Y SEDIMENTARIOS COMO LIMOLITA, ARENSCAS POBREMENTE SELECCIONADAS, ARCILLOLITA Y CALIZA. CRISTAL ANHEDRAL DE EPIDOTA AL CENTRO DEL CAMPO VISUAL. XPL NICOLES CRUZADOS, AUMENTO 50X.....	81
FIGURA 67. SECCIÓN DELGADA PARA EL MATERIAL DE PROFUNDIDAD 10.68-10.83 M. AL CENTRO DEL CAMPO VISUAL SE VE UN FRAGMENTO DE ARENISCA MUY CEMENTADA COMPUESTO POR CRISTALES DE CUARZO Y PLAGIOCLASA PREDOMINANTEMENTE. PRESENCIA DE PLAGIOCLASA CON LA EXFOLIACIÓN TÍPICA DE LOS FELDESPATOS, CUARZOS EUHEDRALES Y ANHEDRALES, LÍTICOS VOLCÁNICOS DE COMPOSICIÓN BÁSICA REPRESENTADOS POR BASALTOS. PRESENCIA DE FRAGMENTOS DE LIMOLITA. XPL NICOLES CRUZADOS, AUMENTO 50X. ....	82
FIGURA 68. SECCIÓN DELGADA PARA EL MATERIAL DE PROFUNDIDAD 15.40-15.60 M. EL CENTRO DE LA IMAGEN PRESENTA UN FRAGMENTO DE RIOLITA CON MATRIZ DEVITRIFICADA Y TEXTURA ESFERULÍTICA. PUEDE OBSERVARSE EL INTERCRECIMIENTO DE CRISTALES DE CUARZO Y FELDESPATO ALCALINO EN ESTA ROCA EXTRUSIVA DE COMPOSICIÓN ÁCIDA. EN LA PARTE SUPERIOR FRAGMENTO DE CUARZO PROVENIENTE DE UNA ARENISCA CON CEMENTO SILÍCEO, PUEDEN VERSE BAHÍAS DE DISOLUCIÓN POR REACCIÓN ENTRE EL CUARZO Y EL CEMENTO CRIPTOCRISTALINO. XPL NICOLES CRUZADOS, AUMENTO 100X. ....	82
FIGURA 69. CURVAS ESFUERZO DESVIADOR- DEFORMACIÓN AXIAL PARA LAS MUESTRAS IR7_1 (5 DÍAS), IR7_2 (30 DÍAS), IR7_3 (90 DÍAS), IR7_INT (MUESTRA INTACTA). PRESIÓN CONFINANTE: 0.5 KG/CM <sup>2</sup>	87
FIGURA 70. PREPARACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR PARA LA ELABORACIÓN DE PROBETAS REMOLDEADAS. A) PROCESO DE SECADO AL AIRE DEL MATERIAL GRANULAR. B) DISGREGACIÓN DE LA MUESTRA. C) ADICIÓN DE AGUA DESTILADA. D) HOMOGENEIZACIÓN DE LA MUESTRA EN RECIPIENTE PLÁSTICO SELLADO.....	90

FIGURA 71. PROCESO DE ELABORACIÓN DE LAS PROBETAS REMOLDEADAS PARA LOS MATERIALES DE IRAPUATO. A) REMOLDEADOR DE MADERA Y PVC. B) LUBRICACIÓN DEL INTERIOR DEL TUBO CON ACEITE MINERAL. C) INTRODUCCIÓN DE LAS CAPAS DE MATERIAL GRANULAR. D) RANURADO DE LA SUPERFICIE DE LAS CAPAS INTERMEDIAS DEL ESPÉCIMEN REMOLDEADO. E) EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA REMOLDEADA. ....	90
FIGURA 72. A) PROBETAS REMOLDEADAS ELABORADAS PARA LAS PRUEBAS TRIAXIALES CU EN CONDICIONES ESTÁTICAS (3 POR INTERVALO DE PROFUNDIDAD). B) PROBETAS REMOLDEADAS ELABORADAS PARA LAS PRUEBAS TRIAXIALES CU EN CONDICIONES CÍCLICAS (1 PROBETA POR INTERVALO DE PROFUNDIDAD). C) CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO PREVIO AL ENSAYE TRIAXIAL. ....	91
FIGURA 73. PROCESO DE MONTAJE DE LAS PROBETAS EN LA CÁMARA TRIAXIAL. A) MEDICIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL ESPÉCIMEN PREVIO AL MONTAJE EN LA CÁMARA TRIAXIAL. B) PAPELES FILTRO PARA LA ETAPA DE SATURACIÓN. C) MONTAJE DE LA MUESTRA EN EL EQUIPO TRIAXIAL. ....	92
FIGURA 74. A) PROCESO DE CARGA AXIAL INCREMENTAL. B) FALLA FRÁGIL POR CIZALLA PARA LAS MUESTRAS REMOLDEADAS DE LOS SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO. C) ÁNGULO Y MODO DE FALLA. ....	93
FIGURA 75. A) MONTAJE DE PROBETA Y LLENADO PARCIAL DE LA CÁMARA DE CARGA DEL EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO DEL LAMG DEL CENTRO DE GEOCIENCIAS. B) CICLO DE HISTÉRESIS TÍPICO EN LA GRÁFICA ESFUERZO CORTANTE VS DISTORSIÓN ANGULAR PARA UNA SEMI-AMPLITUD DE CARGA, DURANTE LAS PRUEBAS TRIAXIALES CÍCLICAS LLEVADAS A CABO CON LOS MATERIALES DE IRAPUATO. ....	94
FIGURA 76. MODO DE FALLA PARA LOS ESPECÍMENES DE SEDIMENTOS ALUVIALES EN IRAPUATO. PUEDE APRECIARSE EL MODO DE FALLA FRÁGIL PREDOMINANTE PARA LAS TRES PROFUNDIDADES ANALIZADAS. ....	95
FIGURA 77. GRÁFICOS ESFUERZO DESVIADOR VS DEFORMACIÓN UNITARIA AXIAL PARA LOS SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO. A) MUESTRAS IR-7-SM-PG (E). B) MUESTRAS IR-10-SC-QZ (E). C) MUESTRAS IR-15-SC-RL (E). ENSAYES TRIAXIALES ESTÁTICOS TIPO CU EN CARGA CONTROLADA. ....	96
FIGURA 78. GRÁFICOS PRESIÓN DE PORO VS DEFORMACIÓN UNITARIA AXIAL PARA LOS SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO. A) MUESTRAS IR-7-SM-PG (E). B) MUESTRAS IR-10-SC-QZ (E). C) MUESTRAS IR-15-SC-RL (E). ENSAYES TRIAXIALES ESTÁTICOS TIPO CU EN CARGA CONTROLADA. ....	98
FIGURA 79. GRÁFICOS RELACIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS PRINCIPALES $\Sigma 1' \Sigma 3'$ VS DEFORMACIÓN UNITARIA AXIAL PARA LOS ENSAYOS TRIAXIALES CON MATERIAL ALUVIAL DE IRAPUATO. A) MUESTRAS IR-7-SM-PG (E). B) MUESTRAS IR-10-SC-QZ (E). C) MUESTRAS IR-15-SC-RL (E). ENSAYES TRIAXIALES ESTÁTICOS TIPO CU EN CARGA CONTROLADA. ....	100
FIGURA 80. DIAGRAMAS DE LOS CÍRCULOS DE MOHR EN TÉRMINOS DEL ESFUERZO DE CIZALLA VS ESFUERZO NORMAL APLICADO, PARA LOS SEDIMENTOS ALUVIALES DE IRAPUATO. A) MUESTRAS IR-7-SM-PG (E). B) MUESTRAS IR-10-SC-QZ (E). C) MUESTRAS IR-15-SC-RL (E). ENSAYES TRIAXIALES ESTÁTICOS TIPO CU EN CARGA CONTROLADA. ....	103
FIGURA 81. COMPORTAMIENTO TÍPICO DE LA RELACIÓN DESPLAZAMIENTO VS TIEMPO DURANTE LA APLICACIÓN DE LA CARGA CÍCLICA EN LOS MATERIALES GRANULARES DE IRAPUATO. OBSÉRVESE EL AUMENTO GRADUAL EN LA DEFORMACIÓN PERMANENTE PARA LOS CICLOS INTERMEDIOS HASTA LLEGAR AL MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA FALLA POR CARGA CÍCLICA. ....	105
FIGURA 82. COMPORTAMIENTO TÍPICO DE LA RELACIÓN ENTRE LA CARGA Y EL TIEMPO PARA LAS PRUEBAS TRIAXIALES CÍCLICAS LLEVADAS A CABO CON LOS MATERIALES DE IRAPUATO. A MEDIDA QUE AUMENTAN LOS CICLOS DE CARGA-DESCARGA, SE PRESENTA UNA ACUMULACIÓN DE DEFORMACIÓN PERMANENTE EN LA MUESTRA. LA INCLINACIÓN DE LA GRÁFICA INDICA EL AUMENTO EN LA CARGA CÍCLICA APLICADA DURANTE LAS ETAPAS DE AUMENTO EN LA SEMI-AMPLITUD. ....	105

FIGURA 83. DIAGRAMAS DE DEGRADACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ VS DEFORMACIÓN ANGULAR Y RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO VS DEFORMACIÓN ANGULAR PARA LOS MATERIALES ALUVIALES DE IRAPUATO. A-B) MUESTRA IR-7-SM-PG (C). C-D) MUESTRA IR-10-SC-QZ (C). E-F) MUESTRA IR-15-SC-RL (C). ENSAYES TRIAXIALES CÍCLICOS EN CARGA CONTROLADA TIPO CU. PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EFECTIVA: 1.0 KG/CM2. ....	107
FIGURA 84. GRADO DE METEORIZACIÓN Y REDONDEZ EN LOS BORDES DE LOS MINERALES Y FRAGMENTOS LÍTICOS. A) MUESTRA IR-7-SM-PG, B) MUESTRA IR-15-SC-RL. XPL NICOLES CRUZADOS, AUMENTO 100X. ....	112
FIGURA 85. A) MODO DE FALLA AL FINAL DEL ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO PARA LA PROBETA IR-7-SM-PG (C). B) FALLAS CONJUGADAS EN EL ESPÉCIMEN. ....	113
FIGURA 86. DIFRACTOGRAMA PARA LA FRACCIÓN ARCILLOSA DE LA MUESTRA MH-IR3-10.85 (MATERIAL IR-10-SC-QZ) DEL SONDEO REALIZADO EN IRAPUATO. SE OBSERVA LA PRESENCIA DE MONTMORILLONITA (EN AZUL) Y CAOLINITA (EN ROJO). EN EL EJE DE LAS ABCISAS SE TIENE LA INTENSIDAD EN UNIDADES ARBITRARIAS (U.A.). MODIFICADO DE DE MARTÍNEZ (2016). ....	115
FIGURA 87. ANGULARIDAD EN LOS BORDES DE LAS PARTÍCULAS PARA LA FRACCIÓN ARENA GRUESA DEL MATERIAL IR-10-SC-QZ. ....	116
FIGURA 88. COMPOSICIÓN MINERALÓGICA PREDOMINANTE PARA EL MATERIAL IR-10-SC-QZ, FRAGMENTOS DE ARENISCAS ALTAMENTE CEMENTADAS, CUARZOS Y PLAGIOCLASAS CON FORMAS ANGULARES. XPL NICOLES CRUZADOS, AUMENTO 50X. ....	118
FIGURA 89. A) MODO DE FALLA AL FINAL DEL ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO PARA LA MUESTRA IR-10-SC-QZ (C), PERTENECIENTE AL INTERVALO DE PROFUNDIDAD 10.68-10.83 M. B) FALLA DEL ESPÉCIMEN MEDIANTE UN PLANO DE DEBILIDAD CON GEOMETRÍA IRREGULAR. ....	119
FIGURA 90. CARACTERÍSTICAS DE LAS PARTÍCULAS DE ARENA GRUESA DEL MATERIAL IR-15-SC-RL. OBSÉRVESE LA TENDENCIA REDONDEADA EN LOS BORDES DE LAS PARTÍCULAS Y LA PRESENCIA DE PARTÍCULAS ELONGADAS. MICROSCOPIO ÓPTICO CONVENCIONAL, AUMENTO 15X ....	120
FIGURA 91. A) MODO DE FALLA AL FINAL DEL ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO PARA LA MUESTRA IR-15-SC-RL (C), PERTENECIENTE AL INTERVALO DE PROFUNDIDAD 15.40-15.60M. B) MODO DE FALLA POR EMBARRILAMIENTO EN EL ESPÉCIMEN. ....	121
FIGURA 92. ARQUEO DE LAS CADENAS DE PARTÍCULAS (DISCOS FOTO-ELÁSTICOS) ALREDEDOR DE LOS POROS, UN MAYOR TAMAÑO Y NÚMERO DE POROS IMPLICA EL DESARROLLO DE UNA PRECARIA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL. TOMADO DE SANTAMARINA (2003). ....	122

## Lista de tablas

TABLA 1. PROPIEDADES DINÁMICAS ESTIMADAS OBTENIDAS A PARTIR DE DIFERENTES PRUEBAS DE LABORATORIO. TOMADO DE SOLÍS (2017).	57
TABLA 2. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE DENSIDAD DE SÓLIDOS PARA LOS SEDIMENTOS DE IRAPUATO	73
TABLA 3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LAS CURVAS DE GRANULOMETRÍA PARA LOS MATERIALES ALUVIALES DE IRAPUATO.	75
TABLA 4. COEFICIENTES DE ESFERICIDAD Y REDONDEZ DE LAS PARTÍCULAS ANALIZADAS EN MUESTRA TOTAL	80
TABLA 5. COEFICIENTES DE ESFERICIDAD Y REDONDEZ DE LOS GRANOS DE CUARZO ANALIZADOS	80
TABLA 6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS PETROGRÁFICO PARA LA MUESTRA 7.20-7.32 M	83
TABLA 7. RESULTADOS DEL ANÁLISIS PETROGRÁFICO PARA LA MUESTRA 10.68-10.83 M	83
TABLA 8. RESULTADOS DEL ANÁLISIS PETROGRÁFICO PARA LA MUESTRA 15.40-15.60 M	83
TABLA 9. CARACTERÍSTICAS DE LAS PROBETAS ELABORADAS Y ESFUERZOS AL MOMENTO DE LA FALLA. T: TIEMPO TRANSCURRIDO DESDE LA ELABORACIÓN DE LA PROBETA AL MOMENTO DEL ENSAYE TRIAXIAL; H: ALTURA DE LA PROBETA; D: DIÁMETRO DE LA PROBETA; W%: CONTENIDO DE AGUA GRAVIMÉTRICO; SS: DENSIDAD DE SÓLIDOS; $\Sigma 3'F$ : ESFUERZO CONFINANTE EFECTIVO A LA FALLA; TF: ESFUERZO DE CIZALLA A LA FALLA; $\Sigma D'F$ : ESFUERZO DESVIADOR A LA FALLA.	86
TABLA 10. ETIQUETAS PARA LAS MUESTRAS ENSAYADAS PERTENECIENTES A LOS MATERIALES ALUVIALES DE IRAPUATO. SM: ARENA LIMOSA, SC: ARENA ARCILLOSA, PG: ALTO CONTENIDO DE PLAGIOCLASA (CÁLCICA), QZ: ALTO CONTENIDO DE CUARZO A MANERA DE CRISTALES INDIVIDUALES Y EN LÍTICOS. RL: ALTO CONTENIDO DE FRAGMENTOS LÍTICOS DE RIOLITA (MUY METEORIZADOS) E: PRUEBA TRIAXIAL CU ESTÁTICA, C: PRUEBA TRIAXIAL CU CÍCLICA.	95
TABLA 11. RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA CIZALLA EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS, ESFUERZOS DE CIZALLA Y PRESIÓN DE PORO MÁXIMOS AL MOMENTO DE LA FALLA PARA LAS MUESTRAS IR-7-SM-PG (E). SE INDICAN LOS ÁNGULOS DE FRICCIÓN INTERNA Y EL VALOR DE COHESIÓN EFECTIVO PARA CADA UNA DE LOS MATERIALES ANALIZADOS.	104
TABLA 12. RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA CIZALLA PARA LAS MUESTRAS IR-10-SC-QZ (E)	104
TABLA 13. RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA CIZALLA PARA LAS MUESTRAS IR-15-SC-RL (E)	104
TABLA 14. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES CÍCLICAS LLEVADAS A CABO CON LOS MATERIALES GRANULARES DE IRAPUATO.	106
TABLA 15. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA PARA LOS MATERIALES GRANULARES DE IRAPUATO. W%: CONTENIDO DE AGUA GRAVIMÉTRICO; E: RELACIÓN DE VACÍOS ; N%: POROSIDAD; SS: DENSIDAD DE SÓLIDOS ; SUCS: CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA DE LA MUESTRA SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS ; SM: ARENA LIMOSA ; SC: ARENA ARCILLOSA ; CU: COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD ; CC: COEFICIENTE DE CURVATURA ; DRX. MTA: DIFRACCIÓN DE RAYOS X EN MUESTRA TOTAL ALTERADA ; DRX. FA: DIFRACCIÓN DE RAYOS X PARA LA FRACCIÓN ARCILLOSA ; C.E.: CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA.	109
TABLA 16. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA PARA LOS MATERIALES GRANULARES DE IRAPUATO. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESFERICIDAD Y REDONDEZ MEDIANTE IMÁGENES DE MICROSCOPIO.	109
TABLA 17. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LA RESISTENCIA A LA CIZALLA PARA LOS MATERIALES GRANULARES DE IRAPUATO. CARACTERÍSTICAS DEL DEPÓSITO Y PROPIEDADES DE RESISTENCIA A LA CIZALLA OBTENIDAS MEDIANTE PRUEBAS TRIAXIALES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS	

<i>TIPO CU. (<math>\phi'</math>): ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA EFECTIVO; <math>C'</math>: COHESIÓN EFECTIVA; <math>G</math>: MÓDULO DE RIGIDEZ; <math>\lambda</math>: RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO. ....</i>	110
TABLA 18. INFLUENCIA DE LOS FACTORES FÍSICOS, QUÍMICOS Y COMPOSICIONALES DE LOS MATERIALES ALUVIALES DE IRAPUATO EN SU RESISTENCIA A LA CIZALLA. ....	123

# Contenido

Resumen.....	i
Lista de Figuras .....	ii
Lista de tablas .....	viii
<b>Contenido .....</b>	<b>x</b>
1. Introducción .....	1
1.1. Objetivo general .....	1
1.2. Objetivos específicos .....	1
2. Marco Conceptual .....	2
2.1. Generalidades.....	2
2.2. El concepto de esfuerzo y deformación .....	3
2.2.1. El tensor de esfuerzos.....	5
2.2.2. Análisis de esfuerzos principales en dos dimensiones.....	10
2.2.3. El tensor de deformación .....	14
2.3. El concepto de Cizalla .....	16
2.4. Resistencia a la Cizalla .....	21
2.4.1. Cohesión.....	21
2.4.2. Fricción interpartícula.....	23
2.5. El principio de los esfuerzos efectivos .....	27
2.6. Relaciones esfuerzo-deformación, leyes de comportamiento .....	29
2.7. Criterio de falla .....	37
3. Determinación de la resistencia a la cizalla para materiales granulares en laboratorio .....	41
3.1. Introducción .....	41
3.2. Pruebas triaxiales.....	42
3.2.2. Etapas de un ensaye triaxial en materiales granulares.....	45
3.2.3. Tipos de pruebas triaxiales en materiales granulares.....	46
3.2.4. Ensaye triaxial Dinámico .....	51
4. Marco geológico para el caso de estudio .....	57
5. Desarrollo experimental y resultados.....	64
5.1. Metodología propuesta.....	64
5.1.1. Selección de materiales .....	66
5.1.2. Caracterización física de los materiales .....	71

5.1.3.	Forma de las partículas y Mineralogía .....	76
5.1.4.	Evaluación de la propiedad de tixotropía de las arcillas .....	85
5.1.5.	Pruebas triaxiales: determinación de resistencia a la cizalla .....	87
6.	Análisis de resultados .....	110
7.	Conclusiones y recomendaciones.....	126
	Referencias bibliográficas .....	128

# 1. Introducción

## 1.1. Objetivo general

Determinar la resistencia a la cizalla en condiciones estáticas y dinámicas de los materiales granulares pertenecientes a tres estratos de una secuencia aluvial de la Ciudad de Irapuato (Guanajuato), con el fin de evaluar la influencia de las propiedades físicas y químicas de las partículas que constituyen el material ante la aplicación de estados conocidos de esfuerzo.

## 1.2. Objetivos específicos

- Evaluar las características esfuerzo-deformación de los materiales aluviales de Irapuato, considerando que las propiedades microscópicas influyen el comportamiento a escala macroscópica de estos materiales bajo condiciones de esfuerzo dadas.
- Determinar la influencia de las características físicas de las partículas y de los fenómenos inter-partícula, en la resistencia a la cizalla, a medida que varían los estados de esfuerzo en condiciones no drenadas.
- Determinar las diferencias en la resistencia a la cizalla de los materiales granulares, cuando son sometidos a cargas estáticas y dinámicas, teniendo en cuenta el rango de deformaciones y las características de cada tipo de prueba.
- Evaluar la recuperación de la resistencia a la cizalla para especímenes remoldeados elaborados con materiales granulares de Irapuato, considerando el contenido y tipo de arcillas, con el fin de comparar dicha resistencia con la de especímenes intactos que conservan la estructura natural del material.
- Establecer una metodología experimental que permita evaluar la resistencia a la cizalla de materiales granulares a partir de ensayos con especímenes remoldeados, en un marco analítico que considere tanto las características geológicas del área fuente de los materiales como las condiciones de ensayo en el laboratorio.

## 2. Marco Conceptual

### 2.1. Generalidades

Para los propósitos del presente estudio se utilizarán las palabras *material granular* y *suelo* de manera indistinta, para referirse a un sistema trifásico compuesto por sólidos, agua y aire, resultado de la descomposición química y/o desintegración mecánica de rocas preexistentes. Se consideran dos tipos principales de material granular: *Residuales*: son aquellos formados *in situ* a partir de la desintegración y descomposición de las rocas subyacentes. *Transportados*: depósitos de materiales granulares no consolidados (sedimentos) que han sido transportados por el agua, viento, glaciares o por acción de la gravedad hasta el sitio o ambiente de depósito. Para la determinación de las características de resistencia a la cizalla presentados en los capítulos subsiguientes, se utilizaron materiales granulares de origen volcánico reabajado, cuyo agente de transporte fue el agua.

En general se considera que las partículas de limo, arena y grava se forman por la desintegración mecánica de las rocas, mientras que las partículas de arcilla son formadas por la alteración química de los minerales.

El medio de transporte determina algunas de las características de los depósitos, ya sea modificando la forma, tamaño y textura de las partículas (por abrasión, desgaste, impacto o disolución) o mediante la clasificación y consecuente graduación de los tamaños de partículas de acuerdo a la energía del medio y/o a las condiciones químicas y de temperatura que afecten la solubilidad de la corriente (Lambe, 1969). Para la clasificación y definición de los tamaños de partícula ya sean gravas, arenas, limos o arcillas, se utilizará la clasificación propuesta por la norma D-2487 (2011).

Los minerales secundarios son aquellos formados en un ambiente de intemperismo ya sea a través de la alteración de material parental o a través de la precipitación de especies solubles. Los filosilicatos o aluminosilicatos, son silicatos secundarios de primordial interés en el estudio de los materiales granulares, incluidos en el grupo conocido como minerales arcillosos o minerales de arcilla (Essington, 2004). No obstante, minerales tales como el cuarzo que no forman parte del grupo de los filosilicatos, pueden ser encontrados en la fracción arcillosa de determinados tipos de sedimento. La estructura atómica de los filosilicatos consiste de dos unidades básicas: una lámina octahedral compuesta de oxígenos o hidroxilos fuertemente empaquetados que rodean átomos de aluminio, hierro o magnesio. La segunda unidad es la capa silícica tetrahedral en la cual un átomo de silicio se encuentra rodeado por cuatro átomos de oxígeno. Tales tetraedros forman una red hexagonal que se repite indefinidamente en dos direcciones horizontales para conformar las láminas de tetraedros de silicio características. Las láminas tetrahedral y octahedrales se unen mediante un oxígeno o hidroxilo para conformar capas minerales de arcilla 1:1 como la caolinita o tipo 2:1 como la illita y esmectita. La disposición y composición de los dos tipos de láminas determinan muchas de las diferencias físicas y químicas entre los tipos de arcilla (Murray, 2006).

**Arcillas caoliníticas:** Este tipo de arcillas está formado por una lámina silícica y una lámina aluminica superpuestas de manera indefinida. Poseen una muy baja relación de vacíos y un área superficial reducida por lo que las fuerzas interparticulares tanto físicas como químicas son muy limitadas (Warkentin & Yong, 1962). La fuerte unión entre las retículas de este tipo de minerales y el desarrollo de una capa eléctricamente neutra dificulta la incorporación de las moléculas de agua, haciendo que este tipo de mineral sea muy estable ante las variaciones en los contenidos de agua (Crespo, 2004).

**Arcillas esmectíticas:** Este tipo de arcillas se forma mediante la superposición de una lámina alumínica entre dos láminas silíceas. La unión débil entre las capas superpuestas permite la entrada de las moléculas de agua con relativa facilidad por lo cual este tipo de arcillas son altamente sensibles ante las variaciones en los contenidos de agua y tienden a expandir su volumen. La estructura, composición química, alta capacidad de intercambio catiónico y un área superficial grande y químicamente activa les conceden características que difieren grandemente de otros tipos de arcillas. A este grupo pertenecen las montmorillonitas un producto importante de alteración de rocas volcánicas de composición básica (ricas en Fe, Ca y Mg), en particular toba y ceniza volcánica (Grim, 1978).

**Arcillas ilíticas:** Este tipo de arcillas se forma como resultado de la hidratación de otros filosilicatos. Presentan un arreglo reticular similar al de las montmorillonitas pero su tendencia a incorporar iones de Potasio principalmente, reduce el área superficial disponible para el intercambio catiónico y la incorporación de moléculas de agua, razón por la cual no son tan expansivas (Crespo, 2004).

## 2.2. El concepto de esfuerzo y deformación

El esquema de la Figura 1 representa un cuerpo sometido a una fuerza externa  $\vec{F}$  que se distribuye al interior del cuerpo en planos imaginarios cuyas áreas difieren entre sí ( $A_1, A_2, A_3$ ). Se define el esfuerzo  $\sigma$  aplicado sobre cada área mediante la expresión:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad [2.1]$$

El esfuerzo queda definido como la relación entre la fuerza y el área transversal a través de la cual actúa dicha fuerza. La magnitud del esfuerzo dependerá directamente del área de aplicación de la fuerza y el tipo de esfuerzo de la posición relativa del elemento de área con respecto a la fuerza aplicada. Teniendo en cuenta la expresión [2.1] puede inferirse que el esfuerzo aplicado sobre la sección de área  $A_2$  de la Figura 1 es mayor que el esfuerzo aplicado sobre la sección de área  $A_1$ , a pesar de que la fuerza ejercida sobre la columna es la misma en todos los puntos (para el ejemplo se considera despreciable el peso de la columna).

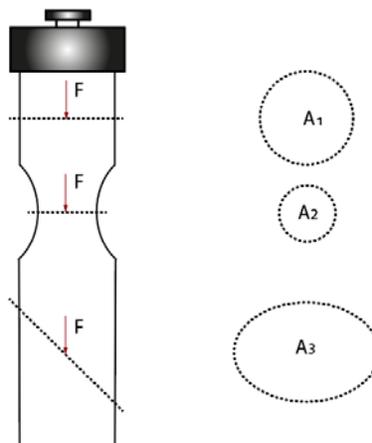


Figura 1. Definición de esfuerzo. Modificado de Fjaer *et al.*, (2008).

Cuando la dirección de la fuerza aplicada no es perpendicular al elemento de área (sección de área  $A_3$  en la Figura 1), se hace necesario descomponer la fuerza  $\vec{F}$  en dos componentes mutuamente perpendiculares, una componente normal al plano denominada  $\vec{F}_N$  (expresión 2.2) y una componente paralela al plano denominada  $\vec{F}_S$  (expresión 2.3) Puede inferirse de la Figura 2, que los esfuerzos de cizalla pueden presentarse en cada uno de los infinitos planos cuya orientación no es perpendicular a la dirección de aplicación de la fuerza.

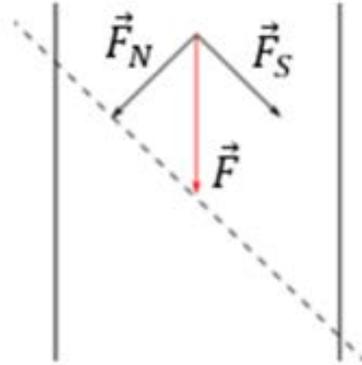


Figura 2. Descomposición de una fuerza en sus componentes normal y paralela al plano de aplicación

$$\sigma_N = \frac{F_N}{A} \quad [2.2] \qquad \sigma_S = \frac{F_S}{A} \quad [2.3]$$

En el Sistema Internacional de Unidades la unidad de esfuerzo es el Pascal ( $1Pa = 1 \text{ Newton}/m^2$ ). Sin embargo en los laboratorios de geomecánica suele trabajarse con múltiplos y submúltiplos del Pascal y con otras unidades tales como el  $Kg/cm^2$  y el *psi*, dependiendo de las condiciones experimentales y del tipo de material utilizado en cada prueba. Para los propósitos del presente trabajo la unidad utilizada para representar la magnitud de los esfuerzos aplicados será el  $Kg/cm^2$ . En mecánica de rocas, mecánica de suelos y para el presente trabajo se considerarán como positivos los esfuerzos compresivos y como negativos los esfuerzos de tensión (a diferencia de la convención utilizada en ingeniería de materiales por ejemplo) teniendo en cuenta que tanto las rocas como los sedimentos tienden a presentar una mayor resistencia ante los esfuerzos de compresión que ante las deformaciones por extensión (Lubliner, 2006).

Si se considera una subsección de material infinitesimal de área  $dA$  con un vector unitario  $\hat{n}$  normal al plano (el cual lo define) y una porción infinitesimal de fuerza  $dF$  que actúa sobre la subsección de área  $dA$  (Figura 3).

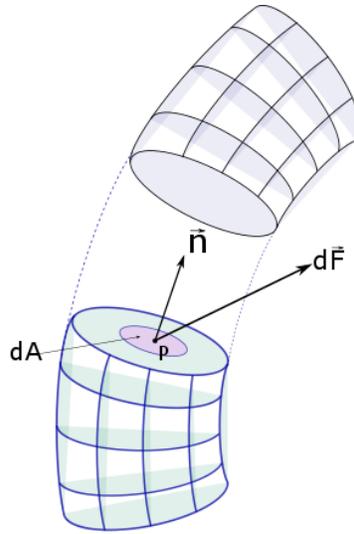


Figura 3. Esfuerzo aplicado sobre un punto del elemento infinitesimal. Modificado de Fjaer et al., (2008).

$$\sigma = \lim_{\Delta A_i \rightarrow 0} \frac{\Delta F_i}{\Delta A_i} \quad [2.4]$$

Queda entonces definido el esfuerzo local aplicado sobre un punto arbitrario  $P$  de la superficie, como el límite cuando el diferencial de área  $dA$  tiende a cero de la relación entre el diferencial de fuerza  $dF$  y el diferencial de área  $dA$  por la expresión 2.4 (Fjaer et al., 2008), dicho esfuerzo es función de la normal  $\hat{n}$  al plano pero no necesariamente tiene que ser paralela con su dirección.

### 2.2.1. El tensor de esfuerzos

Para poder dar una descripción completa del estado de esfuerzos en un punto  $P$  al interior de un material, es necesario identificar los esfuerzos aplicados en las superficies, una vez orientadas con respecto a tres direcciones ortogonales (Fjaer et al., 2008). Las fuerzas en su representación corresponden a tensores de primer orden, es decir vectores. Los esfuerzos en cambio requieren que se establezca su magnitud y dos direcciones, por lo cual corresponden a tensores de segundo orden. Cuando se desea representar un estado de esfuerzos en tres dimensiones se requieren nueve números, cada uno referenciado a un eje coordenado y a un plano perpendicular a cada eje (Dye, 2015).

En la Figura 4, se presenta un cubo infinitesimal perteneciente al punto  $P$  del medio continuo (véase fig.3), cuyas caras se encuentran orientadas según las direcciones principales de un sistema de ejes coordenados  $X_1, X_2, X_3$ .

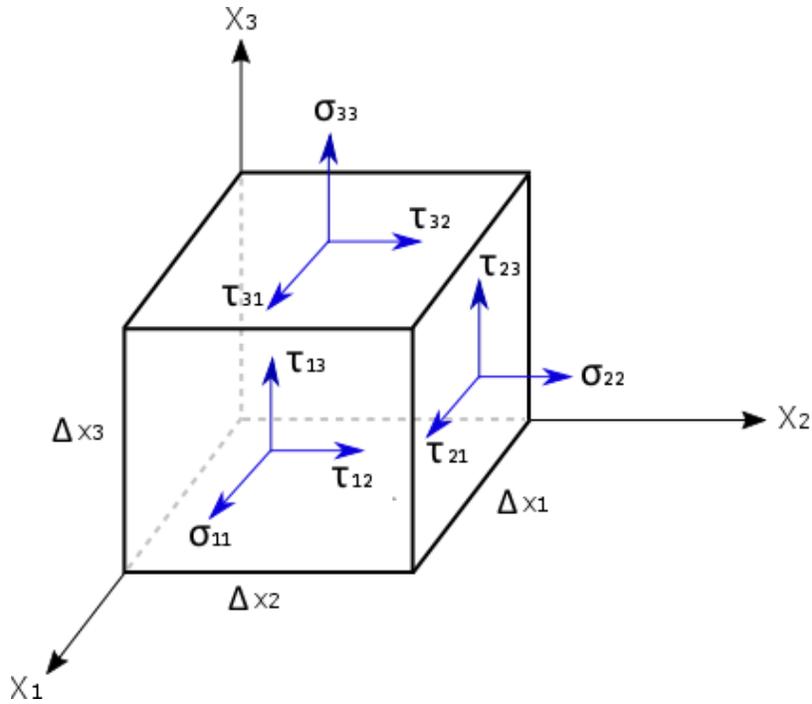


Figura 4. Estado de esfuerzos en tres dimensiones, modificado de Lawrence (1977)

Haciendo uso de la notación indicial en el sistema de ejes coordenados, las componentes de esfuerzo pueden ser descritas mediante los componentes de esfuerzo de Cauchy  $\sigma_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ) haciendo posible representar las componentes de esfuerzo como vectores de esfuerzo en los lados del cubo infinitesimal (Schreurs, 2012).

Distintos autores suelen utilizar diversas convenciones para denotar cada una de las componentes de esfuerzo. Sin embargo, para los propósitos del presente trabajo se asociará el primer índice con la cara en la cual es aplicado el esfuerzo, y el segundo índice para denotar su dirección. A manera de ejemplo, la componente de esfuerzo  $\sigma_{11}$  hace referencia al esfuerzo normal aplicado sobre la cara 1, en la dirección positiva del eje 1 coordenado. Por su parte la componente de esfuerzo  $\sigma_{23}$  hace referencia al esfuerzo aplicado sobre la cara 2 en dirección positiva del eje coordenado 3. Nótese que dicha componente de esfuerzo corresponde a un esfuerzo de cizalla, ya que su dirección es paralela al plano de aplicación. De esta manera queda definido completamente el estado de esfuerzos para un punto aleatorio  $P$  al interior del medio continuo, mediante cada una de las componentes de esfuerzo. Dichas componentes pueden ser escritas en forma tensorial, en lo que se conoce como el *tensor de esfuerzos*:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} \quad [2.5]$$

En la Figura 5, se presenta un tetraedro cuyos vértices se encuentran orientados con respecto a un sistema de ejes coordenados, el tetraedro es una representación de un cuerpo libre cuya altura  $h$  tiende a cero para cumplir con los postulados y razonamientos previos acerca de la *mecánica del continuum*, se conoce como tetraedro de Cauchy. El origen del sistema coordenado

corresponde a uno de los vértices del tetraedro designado por la letra  $O$ , mientras los otros tres vértices se designan por las letras  $A, B$  y  $C$  formando los lados del tetraedro mediante planos mutuamente ortogonales designados como plano  $OAB, OBC$  y  $OAC$ . Un cuarto plano  $ABC$  caracterizado por un vector normal unitario  $n$ , no pasa por el origen y es oblicuo con respecto al sistema de ejes coordenado:

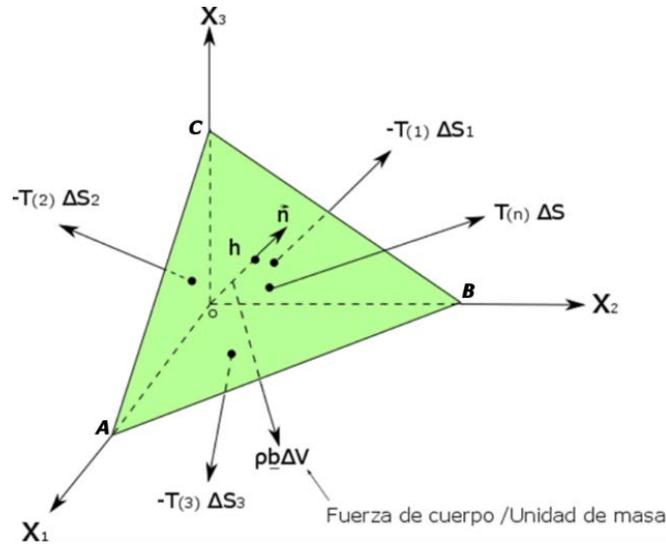


Figura 5. Tetraedro de Cauchy. Modificado de Dye (2015)

Para aplicar la segunda ley de Newton en el balance de fuerzas se deben considerar las siguientes cantidades relevantes para el elemento infinitesimal (Dye, 2015):

$\rho$ : Densidad ;  $F_i$  : fuerza de cuerpo por unidad de masa en la dirección  $i$  ;  $a_i$ : aceleración en la dirección  $i$  ;  $h$ : altura del tetraedro medida perpendicular al plano oblicuo  $ABC$  ;  $\Delta S$ : diferencial de superficie que corresponde al área del plano  $ABC$  ;  $T_i$ : la componente del vector tracción aplicado sobre el plano  $ABC$  en dirección  $i$ .

Se considera que la masa del tetraedro es  $1/3 \rho h \Delta S$  y el área de la cara perpendicular a cualquiera de los tres planos  $X_i$  es  $n_i \Delta S$ .

Al realizar el balance de fuerzas en la dirección  $i = 1$ , se llega a la siguiente expresión (Dye, 2015):

$$F_1 = ma_1 \quad [2.6]$$

$$F_1 \left( \frac{1}{3} \rho h \Delta S \right) + T_n^1 \Delta S - \sigma_{11} (n_1 \Delta S) - \sigma_{21} (n_2 \Delta S) - \sigma_{31} (n_3 \Delta S) = \left( \frac{1}{3} \rho h \Delta S \right) a \quad [2.7]$$

Si se divide la expresión [2.7] entre el diferencial de superficie  $\Delta S$ :

$$F_1 \left( \frac{1}{3} \rho h \right) + T_n^1 - \sigma_{11} (n_1) - \sigma_{21} (n_2) - \sigma_{31} (n_3) = \left( \frac{1}{3} \rho h \right) a \quad [2.8]$$

Considerando que la altura  $h$  del tetraedro tiende a cero, se tiene que las fuerzas de cuerpo y la masa tienden a cero, llegando a la siguiente expresión:

$$T_n^1 = \sigma_{11} n_1 - \sigma_{21} n_2 - \sigma_{31} n_3 \quad [2.9]$$

Si se realiza el mismo procedimiento para las otras dos direcciones del sistema coordinado se llega a la fórmula de Cauchy [2.11] que es una expresión de las tres componentes en un plano arbitrario (Dye, 2015):

$$\begin{aligned} T_{(n)_1} &= \sigma_{11} n_1 \quad \sigma_{21} n_2 \quad \sigma_{31} n_3 \\ T_{(n)_2} &= \sigma_{12} n_1 \quad \sigma_{22} n_2 \quad \sigma_{32} n_3 \\ T_{(n)_3} &= \sigma_{13} n_1 \quad \sigma_{23} n_2 \quad \sigma_{33} n_3 \end{aligned} \quad [2.10]$$

O en notación matricial:

$$\begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{21} & \sigma_{31} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{32} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{bmatrix} \quad [2.11]$$

La ecuación [2.11] en cada una de sus expresiones resulta ser muy importante ya que permite determinar la tracción que actúa a través de un punto  $P$  en un plano arbitrario con componente normal  $n$ , cuando se conocen las tracciones en tres planos mutuamente ortogonales. Además resulta ser especialmente útil para su aplicación en mecánica de sólidos (Lawrence, 1977).

En la Figura 6 se presenta un cuadrado infinitesimal en estado de reposo, sin fuerzas rotacionales o traslacionales actuando sobre él (es decir no hay torque) y orientado con respecto al plano  $X_1 - X_2$  (Fjaer *et al.*, 2008).

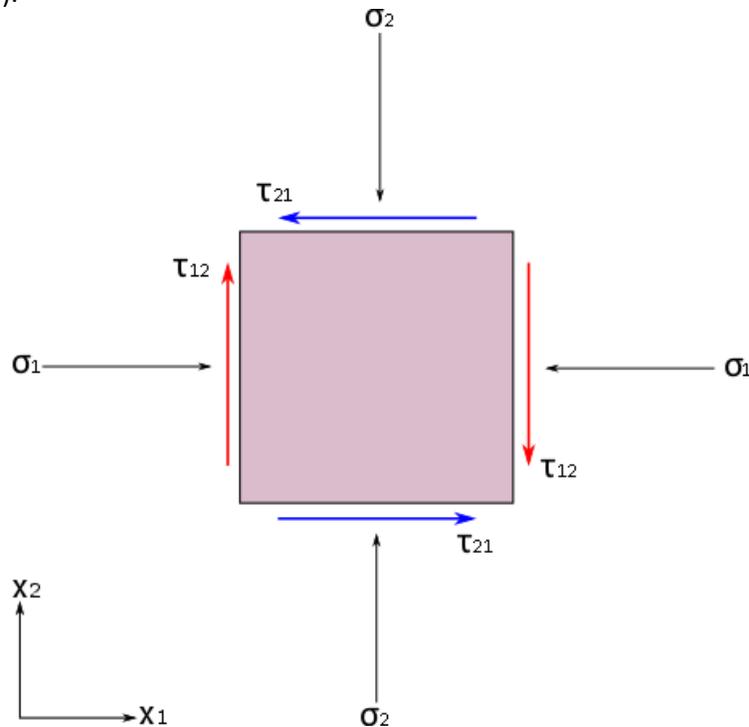


Figura 6. Componentes de esfuerzo en dos dimensiones. Obsérvese que los esfuerzos de cizalla son esfuerzos conjugados. Modificado de Fjaer *et al.*, (2008).

El elemento infinitesimal es sometido a la aplicación de esfuerzos normales y de cizalla en cada uno de sus cuatro lados, se tiene que:

$$\tau_{12} = \tau_{21} \quad [2.12]$$

Bajo la misma consideración, para el caso tridimensional se cumple:

$$\tau_{13} = \tau_{31} \quad [2.13]$$

$$\tau_{23} = \tau_{32} \quad [2.14]$$

### ***Esfuerzo isotrópico y desviador***

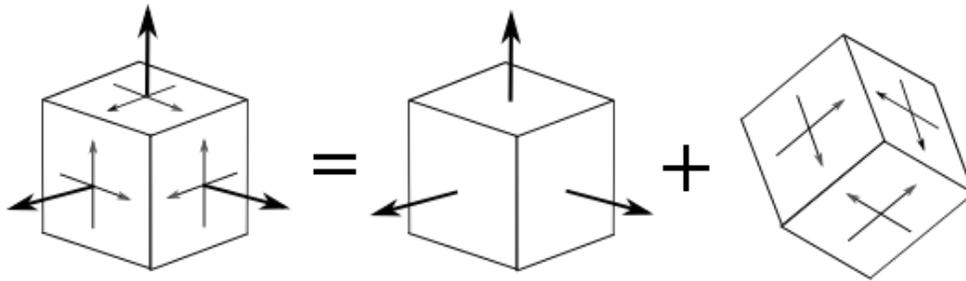
El tensor de esfuerzos combina el esfuerzo isotrópico (llamado también esfuerzo hidrostático), y el esfuerzo desviador (Figura 7). Para Roylance (2008), en un estado de compresión hidrostática no existen esfuerzos de cizalla y todos los esfuerzos normales son equivalentes a la presión hidrostática:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_H \quad [2.15]$$

Se define entonces el esfuerzo hidrostático como el promedio de los esfuerzos normales (Dye, 2013):

$$\sigma_H = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad [2.16]$$

Para el mismo autor, el esfuerzo desviador es el componente del estado de esfuerzos capaz de producir un cambio de la forma (distorsión), mientras que el componente de esfuerzo hidrostático es responsable de la expansión y disminución volumétrica.



*Figura 7. Componentes dilatacional y desviadora del tensor de esfuerzos. Modificado de Roylance (2008).*

Considerando las expresiones [2.15] y [2.16] y debido al hecho de que independientemente de la orientación del sistema coordinado el estado de esfuerzos puede separarse en una componente volumétrica y otra de cizalla (Brinson, 2008), se tiene que:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_H & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_H & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_H \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{pmatrix} \quad [2.17]$$

Donde:

$$\begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{11} - \sigma_H & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_{22} - \sigma_H & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_{33} - \sigma_H \end{pmatrix} \quad [2.18]$$

La expresión [2.17] puede escribirse a manera de notación indicial como:

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} + S_{ij} \quad [2.19]$$

Donde el término  $S_{ij}$  representa la componente desviadora del tensor de esfuerzos y  $\delta_{ij}$  es la Delta de Kronecker.

Según (Brinson,2008), la importancia de separar los tensores de esfuerzo (y deformación) en componentes volumétrica y desviadora, se debe a que las deformaciones visco-elásticas y/o plásticas se deben principalmente a los cambios en forma.

### 2.2.2. Análisis de esfuerzos principales en dos dimensiones

Según Jaeger et al., (2007), en la mayoría de casos prácticos resulta más conveniente hacer un análisis mecánico en dos dimensiones en lugar de tres, con lo cual se toma ventaja de la facilidad que existe al resolver problemas de elasticidad en dos dimensiones, comparado con el análisis tridimensional.

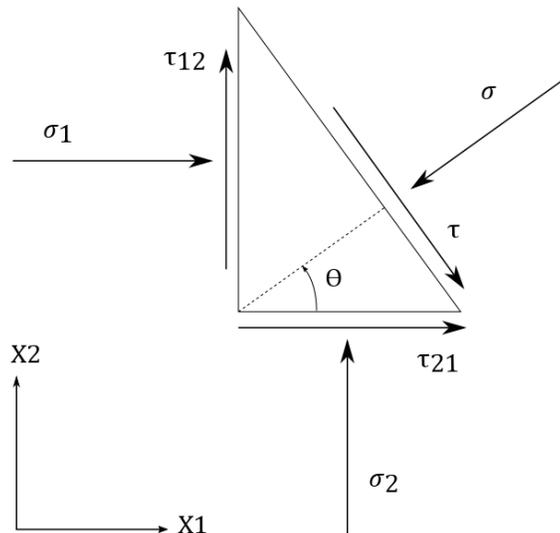


Figura 8. Equilibrio de fuerzas en un triángulo. Modificado de Fjaer et al., (2008)

Para determinadas orientaciones del sistema coordenado, el tensor de esfuerzos presenta una forma particularmente sencilla, la cual se revela cuando se estudian los esfuerzos en dos dimensiones. Considerando el plano X-Y, se presenta una superficie orientada ortogonalmente con

respecto a una dirección  $\theta$ , el triángulo de la Figura 8 se encuentra en reposo sin fuerzas actuando sobre él (Fjaer *et al.*, 2008), lo cual implica:

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta + 2\tau_{12} \sin \theta \cos \theta \quad [2.20]$$

$$= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta + \tau_{12} \sin 2\theta \quad [2.21]$$

$$\tau = \sigma_2 \sin \theta \cos \theta - \sigma_1 \cos \theta \sin \theta + \tau_{12} \cos \theta \cos \theta - \tau_{21} \sin \theta \sin \theta \quad [2.22]$$

$$= \frac{1}{2} (\sigma_2 - \sigma_1) \sin 2\theta + \tau_{12} \cos 2\theta \quad [2.23]$$

Existe una dirección  $\theta$  para la cual los esfuerzos de cizalla son cero, lo cual ocurre siempre que:

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{12}}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad [2.24]$$

Resolviendo las fuerzas paralelas para  $\tau$  y  $\sigma$ , se llega a las siguientes expresiones generales que denotan el esfuerzo normal y de cizalla para el caso bidimensional (refiérase a Dye, 2013., para el desarrollo algebraico detallado de las ecuaciones):

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta + \tau_{12} \sin 2\theta \quad [2.25]$$

$$\tau = -\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta + \tau_{12} \cos 2\theta \quad [2.26]$$

La expresión [2.25] tiene 2 soluciones  $\theta_1$  y  $\theta_2$ . Esas dos soluciones para la ecuación corresponden a las dos direcciones ortogonales para las cuales los esfuerzos de cizalla son nulos y son denominadas los ejes principales de esfuerzo (Fjaer *et al.*, 2008).

Según Jaeger *et al.*, (2007), resulta conveniente designar  $\sigma_1 \geq \sigma_2$ , ya que esos dos esfuerzos principales no solamente actúan en planos en los que no se presenta esfuerzo por cizalla, sino que representan también los esfuerzos normales máximo y mínimo que actúan en cualquier plano a través del punto infinitesimal.

### **El círculo de Mohr**

Por lo general se hace necesario reorientar el sistema de coordenadas de manera tal que el eje  $X$  quede paralelo al esfuerzo normal principal  $\sigma_1$  y el eje  $Y$  paralelo al esfuerzo principal menor  $\sigma_2$ . Los esfuerzos  $\sigma$  y  $\tau$  en la dirección general  $\theta$  respecto al eje  $X$  pueden ser escritos a partir de las expresiones [2.25] y [2.26] (Fjaer *et al.*, 2008):

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta \quad [2.27]$$

$$\tau = -\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta \quad [2.28]$$

Al representar gráficamente los valores de  $\sigma$  y  $\tau$  para las ecuaciones [2.27] y [2.28], se obtiene una solución gráfica denominada *Círculo de Mohr* (Figura 9a). El centro del círculo se encuentra sobre el eje  $\sigma$  en el punto  $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$  y su radio corresponde a  $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$ .

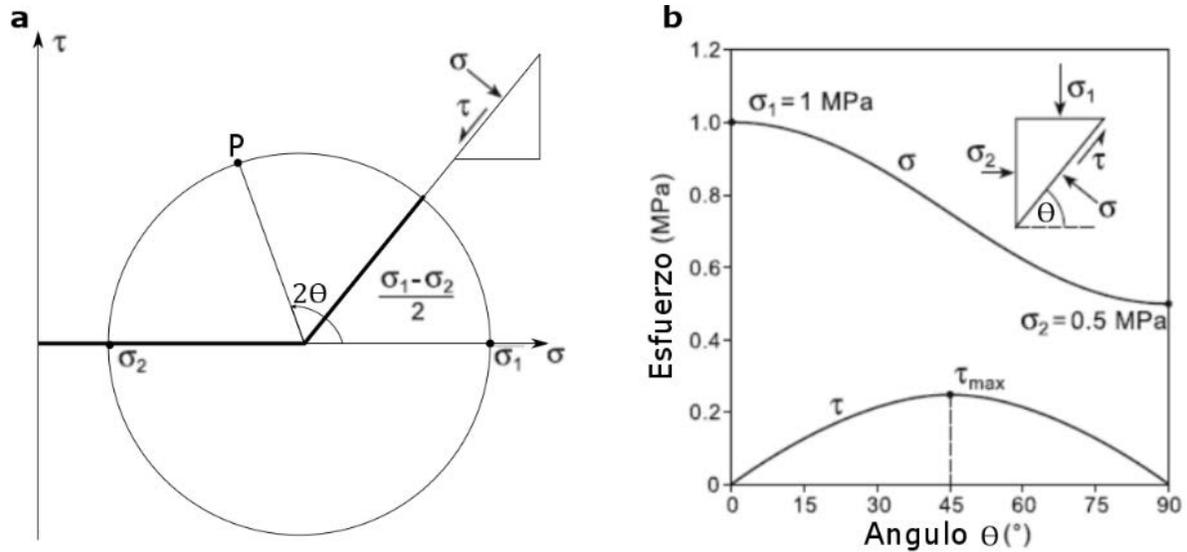


Figura 9. a) *Círculo de Mohr* b) *Representación del Círculo de Mohr en el espacio físico*. Modificado de Zang & Stephansson (2010).

Los esfuerzos  $\sigma$  y  $\tau$  en cualquier dirección de plano  $\theta$  al interior del cuerpo, corresponden a un punto aleatorio P del círculo de Mohr. Puede verse que el valor máximo para el esfuerzo de cizalla equivale al radio del círculo de Mohr que es  $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$  y ocurre en planos para los cuales el ángulo  $\theta = \pi/4$  ( $=45^\circ$ ) y  $\theta = 3\pi/4$  ( $=135^\circ$ ) (Fjaer *et al.*, 2008).

En la Figura 9b se presentan los valores de esfuerzo normal y de cizalla versus el ángulo  $\theta$  para  $\sigma_1 = 1\text{ MPa}$  y  $\sigma_2 = 0.5\text{ MPa}$ . Para Zang & Stephansson (2010), los puntos donde el círculo de Mohr interseca el eje  $\sigma$  representan los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , los cuales son perpendiculares en el espacio físico. Una vez más puede apreciarse que el esfuerzo de cizalla máximo ocurre cuando  $2\theta = 90^\circ$ .

### La elipse de esfuerzos de Lamé.

Otra manera de visualizar gráficamente la magnitud de los esfuerzos en dos dimensiones es conocida como la elipse de esfuerzos de Lamé, la cual pasa a ser un elipsoide cuando se consideran tres dimensiones. Esta técnica de visualización gráfica de los esfuerzos combina las componentes cartesianas del vector de esfuerzos  $(\sigma_x - \sigma_y)$  con las componentes de los esfuerzos principales  $(\sigma_1 - \sigma_2)$ . Al llevar a cabo un balance de fuerzas para el triángulo de la Figura 10A, se obtiene la siguiente expresión (Zang & Stephansson, 2010):

$$\left(\frac{\sigma_{x1}}{\sigma_1}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{x2}}{\sigma_2}\right)^2 = 1 \quad [2.29]$$

El análisis propuesto indica que cada vector que parte desde el origen hasta un punto en la elipse (Figura 10B), representa un vector tracción actuando en algún plano que pasa por el punto en el cual los esfuerzos principales son  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , con la limitación implícita de que a pesar de poder visualizar los varios vectores de tracción que actúan en diferentes planos, la elipse de esfuerzos de Lamé no indica el plano en el cual dicha tracción actúa (Zang & Stephansson, 2010).

Según Jaeger et al., (2007), solo cuando el vector considerado yace a lo largo de una de las direcciones principales  $\sigma_{x_1}$  ó  $\sigma_{x_2}$ , es posible inferir una dirección aparente del plano, caso especial para el que la tracción se considera normal al plano. Además, el valor máximo en la magnitud del vector definido en la elipse de Lamé parece ser equivalente en cuanto a dirección y magnitud con el esfuerzo normal principal  $\sigma_1$ , característica interesante que resulta ser más obvia en la construcción de la elipse de Lamé en comparación con el círculo de Mohr.

En las Figuras 10C y 10D se presenta la relación tridimensional que existe entre la representación de esfuerzos mediante los círculos de Mohr para el caso donde los tres esfuerzos principales son diferentes ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ) y los esfuerzos principales en una falla de tipo normal en la corteza terrestre. Para el caso de la falla frágil en la corteza, puede verse que el movimiento relativo a lo largo del plano de falla se debe a la dirección vertical del esfuerzo principal  $\sigma_1$ . El área sombreada de la Figura 10D contiene todos los círculos con radio  $\tau_i$  que corresponden a planos de deslizamiento cuya superficie normal es perpendicular a uno de los tres ejes principales (Zang & Stephansson, 2010).

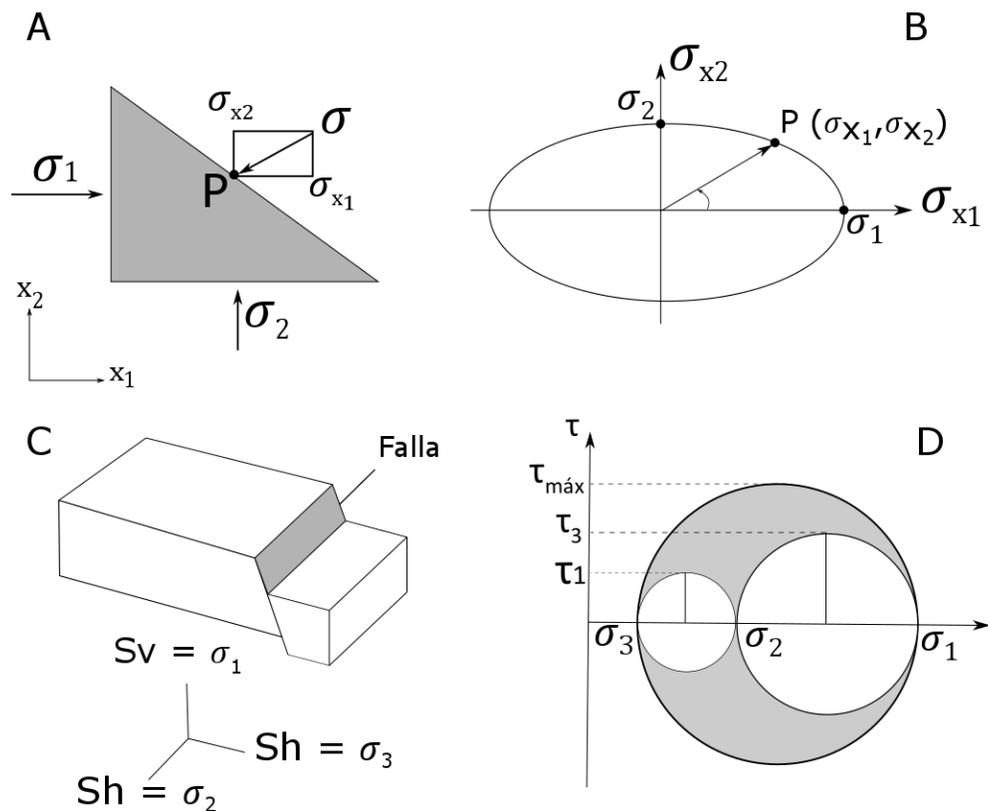


Figura 10. Visualización del esfuerzo en el espacio físico (izquierda) y los diagramas de esfuerzo (derecha). Modificado de Zang & Stephansson (2010).

### 2.2.3. El tensor de deformación

Cuando se habla de la deformación de un *continuo*, se está haciendo referencia a los desplazamientos relativos y a los cambios en la geometría experimentados por el *medio continuo* bajo la influencia de un sistema de fuerzas (Reddy, 2013). El problema básico en mecánica consiste en la predicción del comportamiento mecánico de un cuerpo cuando es sometido a cargas externas. Para solucionar tal inconveniente, resulta necesario identificar la posición de los puntos materiales, lo cual se facilita mediante el uso de vectores.

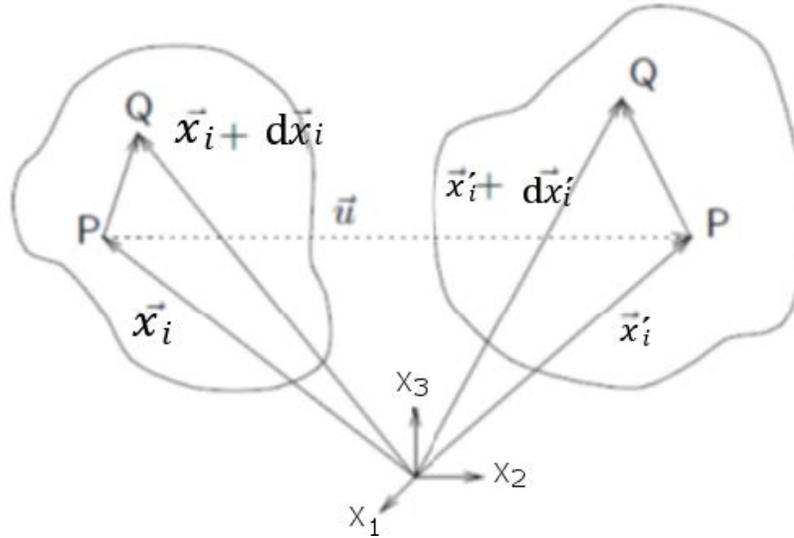


Figura 11. Deformación en un continuo. Modificado de Schreurs (2012)

Considerando el vector  $x_i$  para un estado no deformado y el vector  $x'_i$  para el estado deformado, se tiene que el desplazamiento durante la deformación está dado por la diferencia entre esos dos vectores (Figura 11). Considerando la teoría de la mecánica del *medio continuo* en la cual se asume que el cuerpo es perfecto, sin espacios vacíos, fisuras u otras imperfecciones; las variables de importancia tales como el desplazamiento de los puntos materiales pueden considerarse funciones continuas, por tanto el vector diferencia entre dos puntos adyacentes  $P$  y  $Q$  da una idea de la configuración del cuerpo para el estado no deformado y el estado deformado (Schreurs, 2012).

Si se tiene en cuenta que la posición de cualquier punto dentro del cuerpo queda definida mediante un vector con componentes  $(X_1 = X, X_2 = Y, X_3 = Z)$ , entonces el desplazamiento de un punto material al interior del cuerpo luego de la deformación, queda definido por un vector con componentes  $x'_i$ . El nuevo vector desplazamiento  $\vec{u}$  entre  $x_i$  y  $x'_i$  (Lifshitz, 1969), queda definido por la expresión :

$$u_i = x'_i - x_i \quad [2.30]$$

Cuando un cuerpo se deforma varían las distancias entre sus puntos, de tal forma que si se considera  $dx_i$  como el vector que unía los puntos adyacentes antes de la deformación, el vector que una los puntos en el cuerpo deformado será:

$$dx'_i = dx_i + du_i \quad [2.31]$$

El tensor de deformación queda definido entonces, como el tensor  $u_i^k$  que corresponde a un tensor simétrico ya que  $u_i^k = u_k^i$ :

$$u_i u_k = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} + \frac{\partial u_l}{\partial x_i} + \frac{\partial u_l}{\partial x_k} \right) \quad [2.32]$$

Para el desarrollo algebraico detallado de las expresiones se recomienda remitirse a Lifshitz (1969). La expresión [2.32] permite definir la variación infinitesimal en la longitud de un cuerpo sometido a deformación. En la práctica las deformaciones son mínimas con un vector desplazamiento  $u_i$  pequeño, por lo cual en el tensor de deformaciones puede obviarse el último término:

$$u_i u_k = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \right) \quad [2.33]$$

Con el fin de aplicar la notación tensorial a la expresión [2.33], se definen las cantidades adimensionales  $u, v$  y  $w$  que representan los desplazamientos de la partícula material con respecto a cada una de las direcciones principales  $x_1, x_2$  y  $x_3$ , de tal forma que puede darse una descripción completa del estado de deformación en un punto al interior de un cuerpo tridimensional (Fjaer *et al.*, 2008). Con esto en mente, es posible definir ahora las deformaciones por elongación y deformaciones por cizalla correspondientes a los tres ejes coordenados:

$$\varepsilon_1 = \frac{\partial u}{\partial x_1}; \varepsilon_2 = \frac{\partial v}{\partial x_2}; \varepsilon_3 = \frac{\partial w}{\partial x_3} \quad [2.34], [2.35], [2.36]$$

$$\varepsilon_{12} = \varepsilon_{21} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial x_2} + \frac{\partial v}{\partial x_1} \right); \varepsilon_{13} = \varepsilon_{31} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial x_3} + \frac{\partial w}{\partial x_1} \right);$$

$$\varepsilon_{23} = \varepsilon_{32} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x_3} + \frac{\partial w}{\partial x_2} \right) \quad [2.37], [2.38], [2.39]$$

*Fuente: Modificado de Fjaer et al., (2008)*

Con lo cual tenemos el tensor de deformación:

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_2 & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_3 \end{pmatrix} \quad [2.40]$$

Para Fjaer *et al.*, (2008), la diagonal principal del tensor de deformación  $\varepsilon_1, \varepsilon_2$  y  $\varepsilon_3$ , reúne las componentes de deformación volumétrica, la cual es independiente del sistema de coordenadas seleccionado y por tanto una invariante de deformación. Las demás componentes del tensor de deformación representan las deformaciones por cizalla que representan los cambios en la geometría del cuerpo deformado.

Es indispensable conocer la deformación del cuerpo y su relación con el esfuerzo ya que las ecuaciones que gobiernan el análisis de fuerzas y esfuerzos (momento lineal, momento angular y condiciones de frontera) no son suficientes para determinar la distribución total de fuerzas al interior del cuerpo (Singh, 2007).

### 2.3. El concepto de Cizalla

El fenómeno de *cizalla* es resultado de un diferencial en la magnitud de los esfuerzos normales principales aplicados sobre un material. Para llegar a la falla por cizalla se requiere que dicho diferencial denominado el *esfuerzo desviador*, se incremente hasta un determinado punto; ya que la tensión que experimenta el material es proporcional a la magnitud del esfuerzo desviador. En su sentido más general, la cizalla puede definirse como la componente tangencial de una fuerza aplicada sobre un plano, que ocurre cuando la dirección de aplicación de la fuerza no es normal al plano (véase Figura 2). Tal componente de cizalla, vista como un vector; actúa a lo largo del plano y tiende a provocar un movimiento relativo entre las partículas contiguas al interior del material, movimiento cuya dirección es paralela al plano de contacto.

Los materiales granulares pueden presentar diferentes tipos de comportamiento ante la aplicación de esfuerzos, dependiendo de la escala de tiempo considerada, ya sea un proceso geológico natural o un experimento de laboratorio. Debido a esto, suele hacerse una distinción entre sólidos y líquidos; ya que los líquidos no presentan resistencia a la cizalla (Rice, 1994). Según (Santamarina & Shin, 2009), la cizalla, desde el punto de vista mineralógico, puede ser vista como el proceso de creación de nuevas superficies de clivaje y el rompimiento de los enlaces intercapa en los minerales, mediante los fenómenos de abrasión, desgaste, fractura y rotación.

Los esfuerzos normales y los esfuerzos de cizalla hacen parte del estado de esfuerzos que se crea como consecuencia de la aplicación de fuerzas externas al cuerpo. En el momento en el cual el esfuerzo de cizalla alcanza una magnitud tal que sobrepase la cohesión y la resistencia friccional que se opone al movimiento, sobreviene la falla (Al-Ajmi & Zimmerman, 2005). En la Figura 12 se presentan dos tipos de fallamiento comunes en materiales granulares sometidos a estados de esfuerzo por tensión (falla por tensión) Figura 12a y por compresión (falla por cizalla) Figura 12b.

Pueden distinguirse dos tipos de mecanismo de cizalla principales: la cizalla pura y la cizalla simple. Cada uno de ellos corresponde a un estado de deformación plano para el cual se supone que el volumen inicial antes de la deformación es igual al volumen final luego de la deformación.

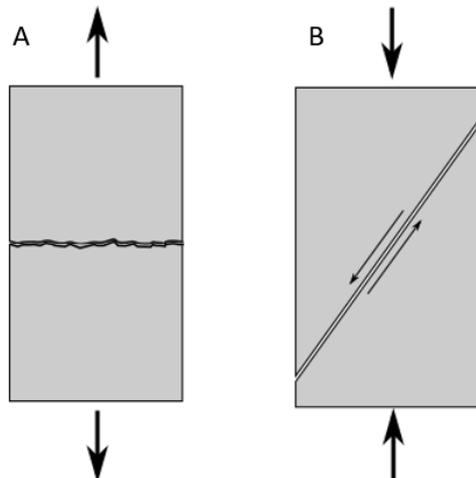


Figura 12. A) Falla por tensión. B) Falla por cizalla. Modificado de Fjaer et al., (2008).

### Cizalla pura

Se dice que un elemento experimenta un estado de esfuerzos por cizalla pura, cuando la suma de los esfuerzos normales para el estado de esfuerzos es cero ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$ ). En la Figura 13 se muestra el círculo de Mohr para el estado de cizalla pura, donde el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  y el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  tienen la misma magnitud pero signo contrario. Además el esfuerzo intermedio principal  $\sigma_2$  es cero. Puede verse que el punto de máximo esfuerzo de cizalla se da en planos donde el esfuerzo normal es cero (Taylor, 2008b).

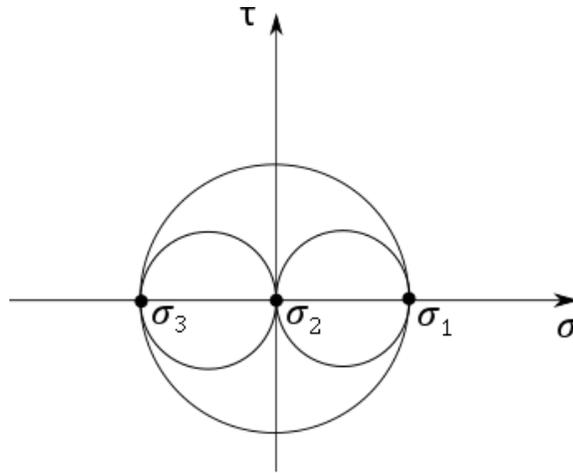


Figura 13. Estado de esfuerzos por cizalla pura

$$\sigma = \begin{pmatrix} 0 & \tau_{12} & 0 \\ \tau_{21} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} [2.41] \quad ; \quad \varepsilon = \begin{pmatrix} 0 & \frac{1}{2}\gamma_{12} & 0 \\ \frac{1}{2}\gamma_{21} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} [2.42]$$

La cizalla pura es un caso de deformación plana en el cual ocurre un cambio en la forma del cuerpo sometido a deformación (Taylor, 2008b). En la Figura 14A se presenta un cubo sometido a cizalla pura cuya forma cambia a un prisma rectangular como consecuencia de la deformación. Las expresiones 2.41 y 2.42 para el estado de esfuerzos y estado de deformación por cizalla pura, indican que estos quedan definidos solamente por una componente de esfuerzo tangencial o de cizalla y una componente de deformación por cizalla. La Figura 14B muestra un cuadrado (líneas punteadas) que es deformado por cizalla pura hasta llegar a una forma rectangular. En un proceso de cizalla pura se supone una extensión uniforme en la dirección del *eje x* y una compresión uniforme en la dirección del *eje y* (considerados el *eje x* como horizontal y el *eje y* como vertical). Las diagonales del cuadrado son líneas materiales que rotan y alargan hasta convertirse en las diagonales del rectángulo (líneas continuas). Obsérvese que para la deformación por cizalla pura los ejes principales del cuadrado no rotan durante las etapas posteriores de deformación.

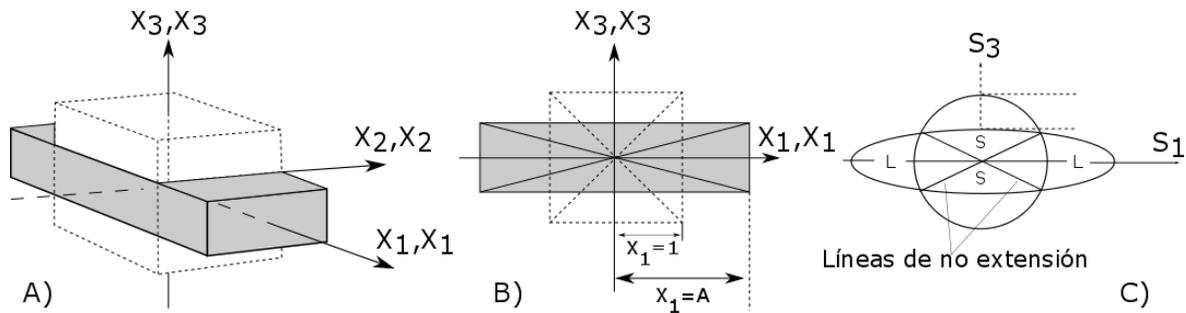


Figura 14. Cizalla Pura. Modificado de Taylor (2008)

En la Figura 14C se presenta un círculo infinitesimal sometido a cizalla pura que es deformado hasta alcanzar una forma elipsoidal. Durante la cizalla pura, las líneas materiales paralelas a los ejes principales de deformación no rotan ni experimentan cizalla, mientras que las líneas materiales en todas las demás orientaciones en el plano de deformación (plano  $S_1$ - $S_3$ ) rotan en dirección de  $S_1$ . Existen dos orientaciones de líneas en el plano de deformación denominadas líneas de no extensión, cuya longitud no varía durante la deformación. Tales líneas dividen la elipse en sectores de acortamiento ( $S$ ) o alargamiento ( $L$ ) de las líneas radiales (Taylor, 2008).

### Cizalla simple

La cizalla simple es un proceso de deformación plana a volumen constante, en el cual todas las partículas materiales se desplazan paralelamente al plano de cizalla (Twiss & Moores, 2007). En la Figura 15A se presenta un cubo infinitesimal sometido a cizalla simple. Las líneas punteadas indican el estado previo a la deformación y se aprecia el plano de cizallamiento. Para este tipo de deformación por cizalla simple se supone que las deformaciones normales a lo largo de los ejes del sistema coordinado son cero (Prevost & Høeg, 1976). En la Figura 15B puede verse el proceso de deformación por cizalla simple para un cuadrado infinitesimal en dos dimensiones. Las líneas materiales paralelas a los ejes punteados (estado no deformado) rotan paralelamente a los ejes principales de deformación (ejes con líneas continuas para el estado deformado) conforme aumenta la cizalla. La Figura 15C representa un círculo infinitesimal sometido a cizalla simple que es deformado hasta alcanzar una forma elipsoidal. Las líneas de no extensión en la elipse de deformación dividen esta última en sectores de acortamiento y alargamiento radial.

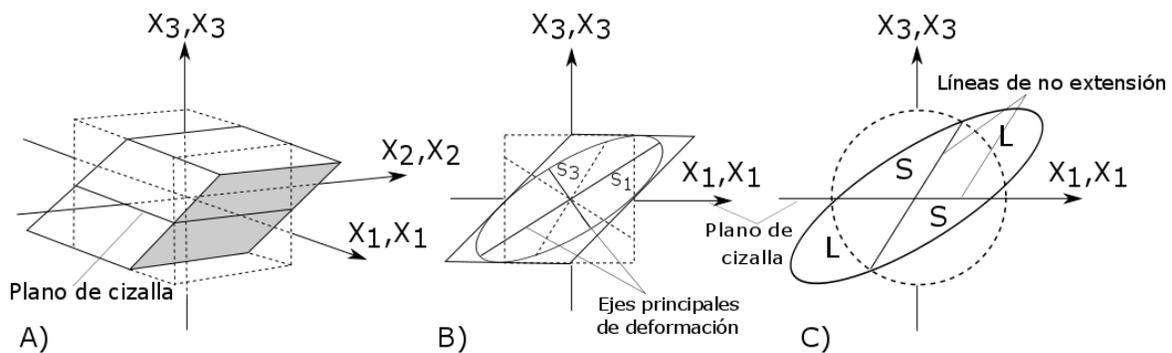


Figura 15. Cizalla simple. Modificado de Twiss & Moores (2007).

En la cizalla simple el desplazamiento de todas las partículas materiales es paralelo al plano de cizalla, de hecho todas las líneas materiales rotan; con excepción de aquellas paralelas al plano de cizalla (plano  $x_1 - x_2$  en la Figura 15a).

La Figura 16 muestra los elementos que permiten definir el esfuerzo de cizalla:  $\tau = \frac{F}{A}$  y la deformación por cizalla  $\frac{d}{l} = \tan \phi$  para un elemento infinitesimal con forma cubica sometido a un estado de esfuerzos por cizalla simple.

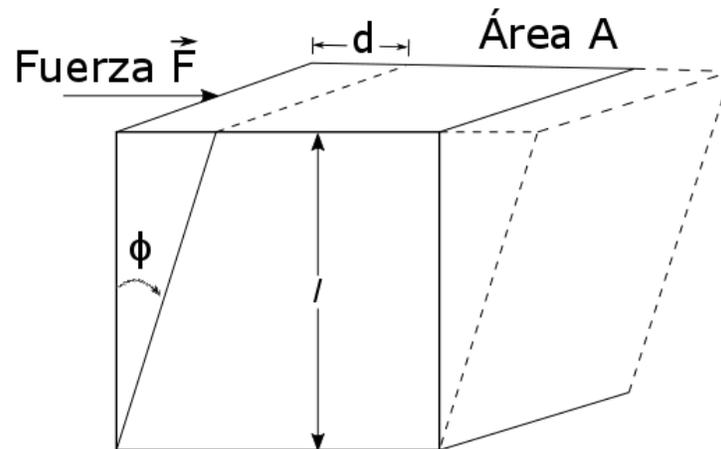


Figura 16. Componentes de la cizalla simple. Modificado de Roberts (1977a).

### **Breve discusión sobre cizalla simple y cizalla pura**

Los estados de esfuerzos para la cizalla simple y para la cizalla pura son diferentes y afectan la manera en la cual se distribuye la deformación en los bordes y al interior del elemento material considerado. En un proceso de deformación por cizalla pura ideal, se supone que los esfuerzos de cizalla son aplicados sobre los cuatro bordes del elemento infinitesimal; por su parte, en la cizalla simple los esfuerzos de cizalla solo se aplican en dos de los cuatro bordes del elemento, más específicamente el borde superior e inferior. Dicho estado de esfuerzos en la cizalla simple implica que la deformación no es uniforme y el estado de esfuerzos total aplicado sobre la muestra es desconocido (Kang & Kang, 2015).

En la Figura 17A se puede apreciar el movimiento relativo de las partículas durante el progreso de una deformación por cizalla pura. Las líneas con flechas son paralelas a los vectores de velocidad de las partículas en el cuerpo. La Figura 17B muestra el movimiento de las partículas durante el progreso de una deformación por cizalla simple. Tales movimientos son estrictamente paralelos al plano de cizalla (dirección  $x_1$ ) y la magnitud de los vectores de velocidad varía linealmente en dirección  $x_3$  con respecto al plano de cizalla (Taylor, 2008a).

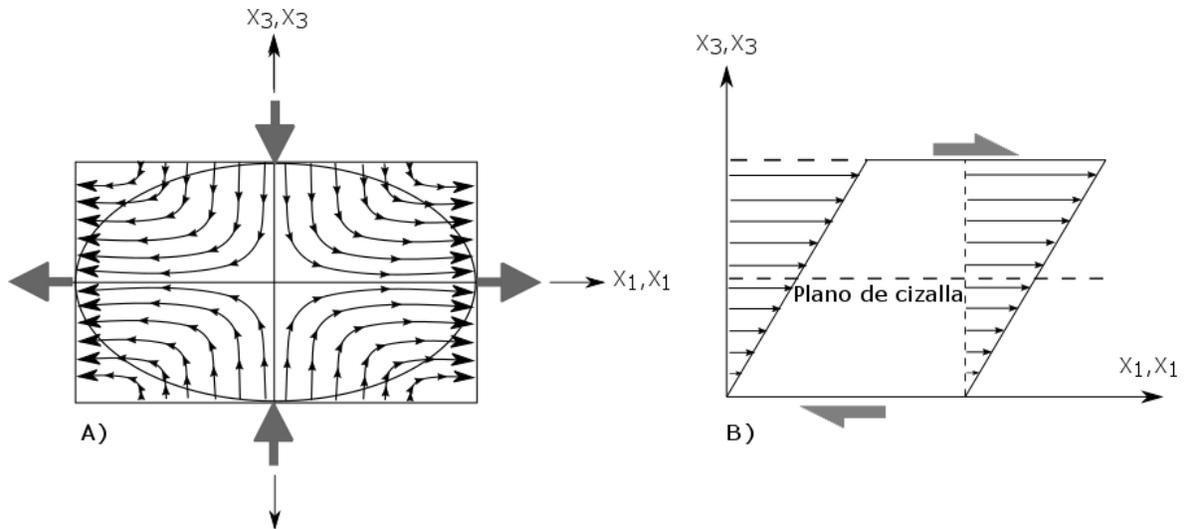


Figura 17. Movimiento de las partículas al interior del cuerpo durante deformación progresiva por A) Cizalla pura B) Cizalla simple. Modificado de Taylor (2008a).

A pesar de las condiciones de aplicación de los esfuerzos para el estado de cizalla simple, se asume que al interior del elemento deformado existe un estado de esfuerzos por cizalla pura (Figura 18 A y B). Sin embargo, existe una dificultad implícita que impide corroborar esta teoría en la práctica, pues resulta complicado identificar dicho estado de esfuerzos en el núcleo del material (Grognet, 2011). Para el mismo autor, en la práctica puede considerarse que el estado de esfuerzos para la cizalla simple es lo suficientemente cercano al estado de esfuerzos de la cizalla pura, con el fin de justificar la interpretación de los resultados de laboratorio.

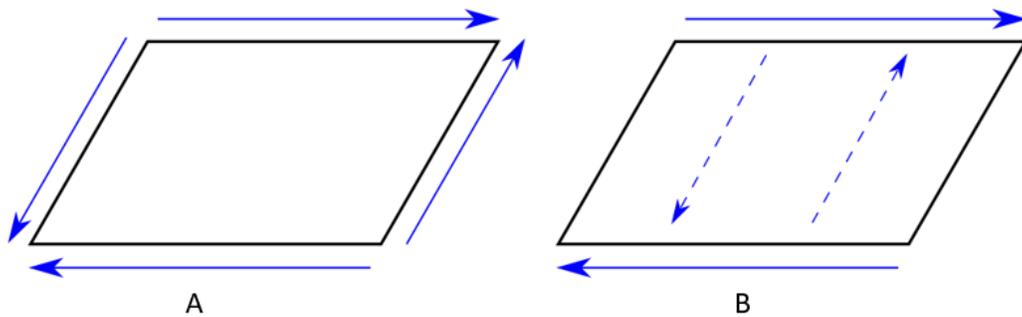


Figura 18. Estado de esfuerzos por cizalla pura (A) y estado de esfuerzos por cizalla simple (B) Modificado de Grognet (2011).

Según Mayne (1985) en Grognet (2011), la resistencia a la cizalla para condiciones no drenadas por cizalla simple directa, corresponde entre un 65-75% de la resistencia obtenida mediante pruebas de compresión triaxial.

## 2.4. Resistencia a la Cizalla

En términos generales, las propiedades que permiten a una masa de roca o sedimento permanecer en equilibrio cuando fuerzas perturbadoras actúan sobre ellos, son su resistencia a la cizalla y su resistencia a la tensión. Los procesos de deformación y fractura representan el modo mediante el cual el material granular cede ante la aplicación de tales fuerzas; por tanto puede decirse que al hablar de la resistencia de un material granular, se está haciendo referencia a su habilidad para resistir la deformación y fractura, en virtud de sus propiedades de cohesión y fricción interna (Roberts, 1977a).

La resistencia a la cizalla puede definirse como el esfuerzo de cizalla que actúa sobre el plano de falla, al momento de la falla y que se compone de dos elementos principales: la resistencia friccional; que es la resistencia al movimiento relativo entre las partículas, y la resistencia cohesiva resultado de la interacción entre las fuerzas de atracción y repulsión (Zhong *et al.*, 2016).

El criterio de falla de Coulomb [expresión 2.43], es de lejos la forma más utilizada y ampliamente difundida de expresar la resistencia a la cizalla ( $\tau_f$ ):

$$\tau_f = C + \sigma_f \tan \phi \quad [2.43]$$

Donde  $C$  representa la cohesión del material,  $\sigma_f$  el esfuerzo normal en el plano de falla y  $\phi$  el ángulo de fricción interna (en términos de esfuerzos totales). A pesar de la relativa simplicidad de la ecuación de Coulomb, los parámetros  $C$  y  $\phi$  dependen de muchos factores aleatorios que varían de acuerdo al tipo de material y a las condiciones experimentales.

La resistencia a la cizalla en materiales granulares es función del área de contacto real entre las partículas y del límite elástico (cantidad de esfuerzo requerida para generar una pequeña y específica cantidad de deformación plástica) ambos dependientes de la velocidad de cizalla (Santamarina & Shin, 2009). Para el mismo autor, cuando dos granos minerales son sometidos a cizalla y movilizados el uno contra el otro, las moléculas y los iones opuestos son desplazados de la misma manera hasta que se sobrepasa cierta barrera energética, es entonces cuando ocurre el deslizamiento y el sistema consigue un nuevo estado de equilibrio.

Los sedimentos granulares son materiales compuestos por partículas y las fuerzas interparticulares determinan su respuesta mecánica. Tales fuerzas a nivel de partícula se encuentran interrelacionadas con el tamaño, distribución, forma, mineralogía, naturaleza de los contactos interparticulares y estructura (Santamarina, 2003).

### 2.4.1. Cohesión

Los materiales granulares pueden presentar una resistencia inicial a la cizalla debido a la habilidad intrínseca de sus partículas para mantenerse unidas como un conjunto, dicha resistencia inicial a la cizalla se conoce como cohesión. En física de suelos se define la cohesión como la fuerza de atracción que toma lugar entre dos partículas contiguas; mientras que en mecánica de suelos la cohesión suele interpretarse como la resistencia a la cizalla en ausencia de esfuerzos compresivos (Figura 19) (Yokoi, 1968).

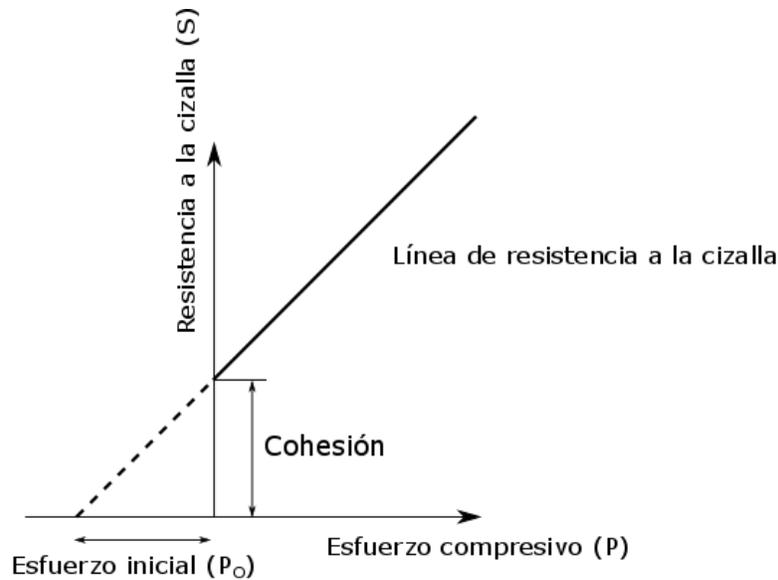


Figura 19. Resistencia a la cizalla en términos de la cohesión del material. Modificado de Yokoi (1968).

La resistencia al fracturamiento depende de la *cohesión verdadera* del material, la cual es a menudo pequeña; con excepción de aquellos materiales que se encuentran cementados. El incremento en el contenido de agua del sedimento podría dar como resultado la disolución del material cementante interparticular, por tanto una disminución en la fuerza de cohesión (Zhong *et al.*, 2016). La mayoría de materiales granulares tales como las masas de roca, presentan una disminución significativa en su resistencia al aumentar el contenido de agua intersticial. En algunos casos, como por ejemplo en los shales montmorilloníticos; la saturación destruye los especímenes por completo (Hoek & Brown, 1997), y en algunos tipos de roca se da una pérdida de la resistencia de entre el 30% y el 100% como resultado del deterioro químico del cemento que mantiene unidas las partículas (Broch 1974, en Hoek & Brown 1997).

Un valor de *cohesión aparente* puede darse como consecuencia del desarrollo de fuerzas capilares, ya que la atracción del agua hacia la superficie de las partículas combinada con la tensión superficial genera una atracción intergranular aparente, especialmente en materiales no saturados (Mitchell & Soga, 2005). No obstante, una vez se ha llegado a cierto contenido de agua en exceso, la película de agua alrededor del grano (que actúa como un lubricante) aumenta tanto su espesor que termina por reducir las fuerzas de cohesión interpartícula, además de provocar una caída en el ángulo de fricción interna del material. Según (Zhong *et al.*, 2016), a pesar de esta tendencia, no siempre un aumento en el contenido de agua implica una disminución en la resistencia a la cizalla, ya que tal resistencia se ve influenciada por los contenidos de agua críticos y la sensibilidad que presente el material desde el punto de vista mineralógico, ante la variación en los contenidos de agua (tipo de mineral, estado de alteración, etc.). Estas características son heredadas del material parental del cual se derivó el sedimento, su mecanismo de transporte y de depósito.

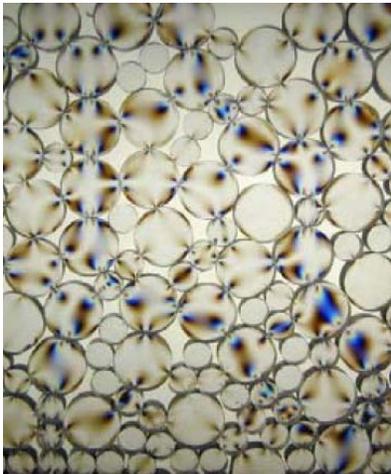
## 2.4.2. Fricción interpartícula

De acuerdo con (Santamarina & Shin, 2009), el ángulo de fricción interna no es una propiedad inherente del material ya que varía dependiendo de las características físicas (micro y macroscópicas) de los granos y de los sedimentos, además de los estados y trayectorias de esfuerzo, la tasa de deformación y las condiciones experimentales (drenaje, temperatura, etc.). Tradicionalmente la resistencia a la cizalla de los materiales no cohesivos se considera resultado de la fricción interparticular (Guo & Su, 2007). El ángulo de fricción interparticular o “fricción verdadera”, se debe a la resistencia al deslizamiento relativo entre las partículas. El momento en el cual ocurre la falla y el flujo de los materiales granulares se encuentra gobernado casi enteramente por factores friccionales (Guo & Su, 2007).

Como se mencionó anteriormente, la fuerza aplicada en cualquier dirección oblicua a un plano, puede descomponerse en una componente que actúa normal al plano ( $\vec{F}_N$ ) y una componente de cizalla que actúa a lo largo de dicho plano ( $\vec{F}_S$ ) (véase Figura 2). Si se considera un plano de falla aleatorio al interior del material, el movimiento a lo largo de ese plano (en respuesta al esfuerzo de cizalla y el esfuerzo normal aplicado) va a estar relacionado con el ángulo de fricción interna por la relación:

$$\tan \phi = \frac{\tau}{\sigma_n} \quad [2.44]$$

Donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna,  $\tau$  la resistencia a la cizalla y  $\sigma_n$  el esfuerzo normal aplicado (Roberts, 1977a). El esfuerzo externo aplicado a un medio granular no es soportado uniformemente por todos los granos, debido al desarrollo de una marcada anisotropía en la estructura al interior del cuerpo sometido a cizalla (Santamarina & Shin, 2009). La formación de estructuras columnares que resisten la mayor parte del esfuerzo externo aplicado, resulta ser un rasgo sobresaliente en los materiales granulares (Figura 20). Las partículas que forman las columnas principales son cargadas en dirección del esfuerzo mayor y las partículas que no forman parte de las columnas principales previenen el arqueado de estas (Radjai et al., 1998 en J.C. Santamarina & Shin, 2009).



*Figura 20. Formación de columnas granulares simuladas con polímeros fotosensibles, al interior del material granular se refleja el esfuerzo externo aplicado (tonalidades rojizas y azules). Tomado de Santamarina & Shin (2009).*

Para (Santamarina, 2003), la resistencia a la cizalla en condiciones no drenadas se encuentra determinada por la compresibilidad volumétrica del esqueleto particular, la cual depende de la capacidad de carga de las estructuras columnares. Adicionalmente, una mayor plasticidad de los materiales arcillosos va ligada con una mayor resistencia al colapso de las estructuras columnares. El incremento en la salinidad provoca una disminución en la repulsión de la doble capa. Conforme aumenta el esfuerzo efectivo y las partículas de arcilla se alinean, el primer efecto de la salinidad es favorecer la formación de capas de agua cada vez más delgadas y un efecto de lubricación interparticular menos efectivo (Santamarina & Shin 2009). Entonces, es de esperarse un incremento en la componente friccional de resistencia a la cizalla conforme aumenta la concentración iónica.

Para materiales granulares con diferentes historias geológicas, la influencia del ambiente de depósito, el clima, la migración de elementos y el grado de intemperismo, difiere en la estructura interna de las partículas y las fuerzas interparticulares, por tanto en su comportamiento mecánico (Zhong *et al.*, 2016).

#### 2.4.2.1. Características del área de contacto interparticular y la resistencia a la cizalla

En los materiales granulares, las características físicas del área de contacto entre las partículas y el reacomodo de los granos al interior del cuerpo determinan la distribución de las cargas impuestas y por ende su resistencia a la cizalla (Guo & Su, 2007). Para Santamarina & Shin (2009), los contactos normales entre partículas durante la carga se van orientando preferentemente en la dirección del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  (el número de contactos interparticulares aumenta gradualmente al aumentar el esfuerzo de cizalla), y la reducción en el número de contactos interparticulares toma lugar en la dirección del esfuerzo principal menor ( $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  en pruebas de compresión triaxial). Mientras la reducción de volumen favorece el incremento de los contactos interpartícula, un incremento en el esfuerzo desviador promueve el desarrollo de anisotropía al interior del cuerpo y por ende en la distribución de los contactos interparticulares (Santamarina, 2003).

##### 2.4.2.1.1. Tamaño de la partícula

El tamaño de grano es el parámetro de medición a pequeña escala, para distinguir la respuesta macroscópica a la cizalla de los materiales granulares (Santamarina & Shin, 2009). Para el mismo autor, todas las demás características a nivel de partícula tales como la excentricidad, angularidad, rugosidad y el espesor de la doble capa; deben estar relacionados con el tamaño de partícula para determinar su efecto en el ángulo de fricción a macro escala del material. Puede decirse que la fricción en materiales de grano fino exhibe características macroscópicas similares a las observadas en materiales de grano grueso debido a que los dominios de partículas finas forman conglomerados que se mueven de manera similar a la forma en la que lo hacen los granos gruesos (Guo & Su, 2007).

Parece ser que tanto la cohesión como el ángulo de fricción interna se incrementan con un aumento en el contenido de finos de la muestra (Mujtaba & Farooq, 2014). Una mejor graduación de los tamaños de grano da como resultado un mejor cierre interparticular (Figura 21) incrementado la resistencia a la cizalla (Zhong *et al.*, 2016).

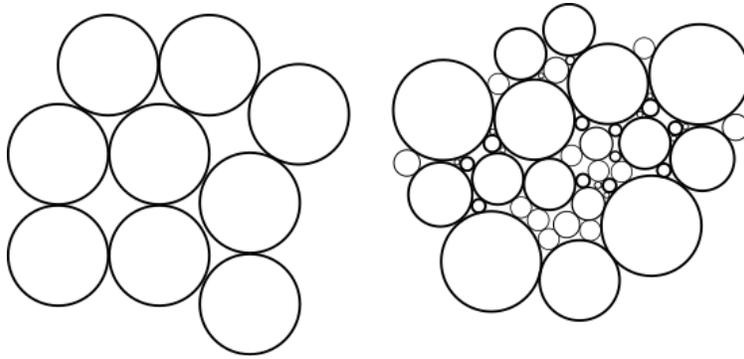


Figura 21. Cierre interparticular como resultado de una distribución uniforme y heterogénea de los tamaños de partícula.

Los sedimentos que presentan una buena gradación y que consisten de partículas redondeadas tienden a formar empaquetamientos granulares con relaciones de vacíos menores; a comparación de los materiales pobremente seleccionados que consisten de partículas angulares (Santamarina, 2003).

En la Figura 22 se presenta un modelo teórico que ilustra las fuerzas de contacto y la deformación a nivel de contacto dependiendo del tamaño de las partículas. Mientras en las partículas grandes la deformación se desarrolla principalmente por el aumento en la magnitud de los contactos interparticulares, en las partículas finas la interacción interpartícula está relacionada con el espesor de la doble capa. Para Santamarina (2003), el valor  $h$  en la Figura 22b, es proporcional al límite líquido y al índice de plasticidad, de tal forma que un mayor índice de plasticidad para una arcilla está relacionado con una menor vulnerabilidad de las columnas granulares ante el colapso por esfuerzos de cizalla.

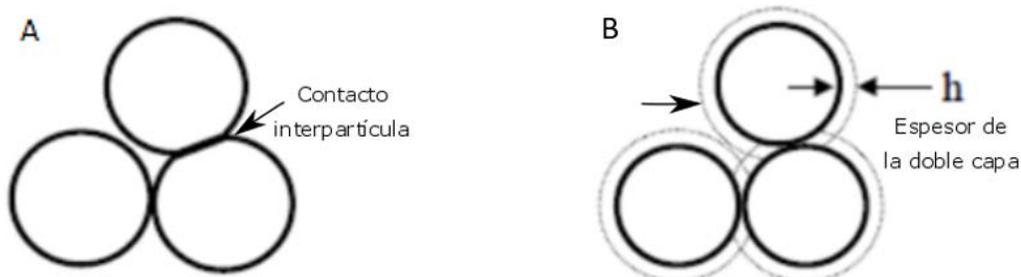


Figura 22. Fuerzas de contacto y deformación de las partículas. A) Partículas grandes: deformación por contacto. B) Partículas pequeñas: interacción eléctrica. Modificado de Santamarina (2003).

La densidad relativa del material es un parámetro íntimamente relacionado con la relación de vacíos e influye en la resistencia a la cizalla. El ángulo de fricción interna del material se incrementa para densidades relativas mayores (Mujtaba & Farooq, 2014)

La evidencia experimental en sedimentos granulares parece indicar que el comportamiento de los materiales de grano grueso se encuentra controlado por la resistencia del esqueleto de partículas ante los esfuerzos externos aplicados; mientras que para partículas cada vez más finas y menores esfuerzos efectivos de confinamiento, es mayor la importancia de las fuerzas capilares y eléctricas a nivel de contacto (Santamarina & Shin, 2009).

#### 2.4.2.1.2. Forma de la partícula

Los parámetros relacionados con la forma de las partículas que afectan el comportamiento friccional de los materiales granulares y por ende su resistencia a la cizalla (Santamarina & Shin, 2009) son: *Esfericidad*: una menor esfericidad promueve el alineamiento de las partículas durante la cizalla, según las partículas sean más elipsoidales o aplanadas (cuando se han desarrollado grandes deformaciones, disminuyendo el ángulo de fricción interna del material), sedimentos arcillosos y arenas micáceas; *La angularidad*: promueve la endentación y disminuye la rotación relativa entre partículas contiguas; *La rugosidad*: involucrada en la generación de fricción superficial (Figura 23). Tanto la angularidad como la rugosidad llevan a la acumulación de energía en los contactos interparticulares la cual es liberada a manera de deslizamiento interparticular.

La evidencia experimental muestra que el ángulo de fricción de los materiales granulares se incrementa significativamente con un aumento en la angularidad de las partículas (Sukumaran & Ashmawy, 2001 en Guo & Su, 2007).

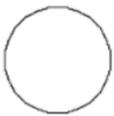
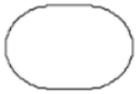
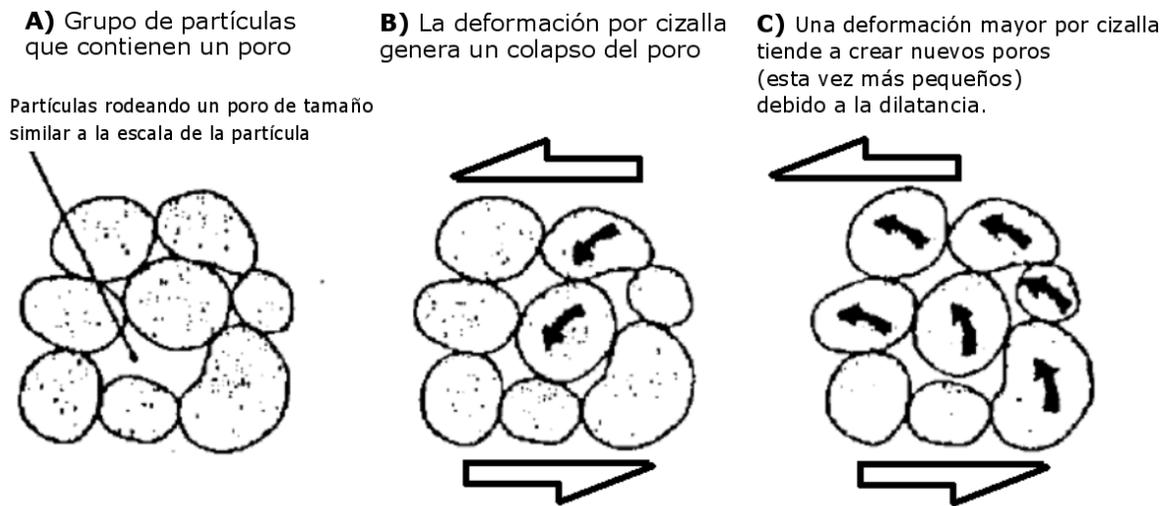
Descripción	Esfericidad elípticas o aplanadas	Redondez angularidad	Rugosidad
			
Implicaciones a nivel de contacto interpartícula	Alineamiento 	Endentación 	Fricción superficial 

Figura 23. Forma de las partículas y sus implicaciones a nivel de los contactos interparticulares. Modificado de Santamarina & Shin (2009).

Para Guo & Su (2007), la angulosidad favorece la endentación interparticular, con lo cual se genera una mayor restricción a la rotación de las partículas y por ende el ángulo de fricción interna del material tiende a aumentar. La resistencia del material se ve influenciada por el grado de libertad que poseen las partículas individuales para deslizarse y rotar bajo la aplicación de diferentes condiciones de esfuerzo (Hoek & Brown, 1997).

En materiales granulares; el comportamiento *esfuerzo – deformación*, la resistencia a la cizalla, el cambio de volumen, el desarrollo de la presión de poro y la variación en la permeabilidad, dependen de la integridad de las partículas o de la magnitud de la trituración o aplastamiento que han sufrido los granos por cambios en el estado de esfuerzos (Lade et al., 1997). Un incremento en la angularidad puede provocar un aumento en el fracturamiento de los granos individuales ya que dichas partículas tienden a romperse más fácilmente cuando los esfuerzos se concentran a lo largo de su dimensión más angosta o en los puntos de contacto angular, fracturando las orillas y puntas de las partículas. De hecho, las partículas pueden quebrarse inclusive a presiones relativamente bajas, dependiendo de las características de los granos (Lade et al., 1997).

Los sedimentos no cohesivos poco densos (Figura 24A) tienden a reducir su volumen durante la cizalla, ya que los granos pasan a ocupar los grandes espacios vacíos reduciendo el volumen del espécimen (Figura 24B). Por su parte, Los materiales no cohesivos suficientemente densos, sufren cambios significativos de volumen cuando son sometidos a cizalla y tienden a dilatarse, ya que los granos estrechamente empaquetados deben empinarse unos sobre otros en el desarrollo de la cizalla (Figura 24C) (Lublimer, 2006). Para el mismo autor, los cambios de volumen que acompañan el proceso de cizalla no drenada en arcillas saturadas son despreciables. Los materiales pobremente cementados suelen partirse a manera de bloques mostrando por lo regular una importante dilatación durante el proceso de cizalla (Santamarina & Shin, 2009).



*Figura 24. A) Agrupación de partículas gruesas B) Disminución de volumen y C) Dilatación en un material no cohesivo. Modificado de Elgamal et al., (1998)*

Según (Guo & Su, 2007) la fricción interpartícula varía con la rugosidad de la partícula. La forma individual de la partícula domina el acomodamiento espacial del conjunto y por ende la endentación interparticular. Tal forma se caracteriza por la esfericidad y la angularidad, refiriéndose esta última a que tan angulosos o redondeados son los bordes que limitan una determinada partícula. Para Santamarina & Shin (2009), el trabajo necesario para deformar por cizalla un material granular es consumido a manera de deslizamientos friccionales a nivel de contacto y como dilatación en sentido opuesto al esfuerzo confinante aplicado. Además menciona que la relación inicial de vacíos en materiales arenosos depende tanto del mecanismo de depósito como de la densidad de empaquetamiento de los granos.

## 2.5. El principio de los esfuerzos efectivos

La dependencia de la resistencia a la cizalla con respecto al esfuerzo normal que actúa sobre el plano de falla, varía con el tipo y condición del material. Esto se cumple para sedimentos secos no cohesivos como gravas, arenas y limos en donde la cizalla se debe esencialmente a la fricción entre los granos, mientras que en los materiales húmedos cohesivos el esfuerzo aplicado corresponde a

la suma del esfuerzo efectivo en los granos y el esfuerzo neutral debido a la presión de agua y a la tensión capilar en caso de que exista (Lubliner, 2006).

El concepto fundamental de los esfuerzos efectivos propuesto por Terzaghi en 1925, establece que las propiedades esfuerzo-deformación, la variación de volumen y la resistencia a la cizalla de los materiales granulares, son controlados por los esfuerzos efectivos, independientemente del esfuerzo neutral ejercido por la presión de poro  $u$  (Rice, 1994). Para Lubliner (2006), la presión de poro ejerce un empuje negativo sobre las superficies potenciales de deslizamiento interpartícula, por lo que puede decirse que solamente el esfuerzo efectivo gobierna la resistencia friccional de los materiales granulares.

Debido a que el material granular o suelo puede definirse como un sistema ternario compuesto por partículas sólidas, agua y aire almacenados en los intersticios interparticulares, y a que los esfuerzos por cizalla solo pueden ser resistidos por las partículas sólidas; puede decirse que el esfuerzo normal o total (debido a la carga externa) aplicado sobre un plano del elemento de material, consiste de una componente transmitida a las partículas sólidas (esfuerzo efectivo) y otra componente asimilada como presión de fluido (presión de poro).

El esfuerzo total al momento de la falla  $\sigma_f$  para determinado material granular puede expresarse como la suma de tales componentes de esfuerzo:

$$\sigma_f = \sigma'_f + u \quad [2.45]$$

Donde  $\sigma'_f$  representa el esfuerzo efectivo, y  $u$  representa la presión de poro.

Por tanto, el esfuerzo efectivo queda definido como la diferencia entre el esfuerzo total al momento de la falla y la presión de poro al momento de la falla, desarrollada como consecuencia de la aplicación de la carga externa:

$$\sigma'_f = \sigma_f - U \quad [2.46]$$

A pesar de haber sido definido en el contexto del análisis mecánico de suelos, el efecto de la presión de poros es también aplicable a masas de roca. Hoek & Brown (1997), menciona que las presiones de poro en los espacios porosos poseen un efecto importante en la reducción de la resistencia de la roca, aunque en esos casos ha de hacerse referencia a dos tipos de presiones de agua: Las que actúan en las discontinuidades y aquellas que se desarrollan en los poros del material.

El criterio de falla de Coulomb puede ser expresado en términos de esfuerzos efectivos de la siguiente forma:

$$\tau_f = C' + \sigma'_f \tan \Phi' \quad [2.47]$$

Para materiales granulares que carezcan de cemento intergranular (considerando cero cohesión), la resistencia a la cizalla puede ser representada mediante una relación lineal con el esfuerzo aplicado (Mitchell & Soga, 2005):

$$\tau_f = \sigma'_f \tan \Phi' \quad [2.48]$$

Donde  $\Phi'$  representa el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos.

## 2.6. Relaciones esfuerzo-deformación, leyes de comportamiento

El esfuerzo y la deformación comparten muchas características desde el punto de vista analítico, ya que ambos suelen ser expresados como tensores de segundo orden con simetría respecto a la diagonal principal, tres direcciones mutuamente ortogonales y ambos pueden variar en el espacio y el tiempo. Sin embargo, a la hora de analizar el comportamiento mecánico de un material granular ya sea en rocas o suelos, se deben tener en cuenta las diferencias entre los significados físicos de la deformación y el esfuerzo, ya que a diferencia de las deformaciones, los esfuerzos no se superponen en el tiempo, solamente en el espacio (Nieto-Samaniego, 1999).

Los materiales granulares tienden a ceder ante los esfuerzos, pasando de regiones de altas presiones a regiones de bajas presiones. No obstante, bajo condiciones de equilibrio y estabilidad, las propiedades de resistencia de los materiales granulares deben soportar las cargas impuestas y resistir su tendencia a ceder (Atkinson, 1979).

Desde el punto de vista mecánico no existe una demarcación clara entre el comportamiento esfuerzo-deformación que presentan las rocas sedimentarias pobremente consolidadas y aquel que presentan algunos tipos de sedimentos (Anagnostopoulos, 1993 en Jaeger et al., 2007). La reacción de cada espécimen de material granular en presencia de cargas, puede darse a manera de deformación, fallamiento o ambas; tal deformación puede ser elástica o plástica, instantánea o dependiente del tiempo de carga; manifestándose ya sea mediante cambios de densidad o movimientos a lo largo de planos de debilidad, o ambos (Bieniawski et al., 1969).

El comportamiento esfuerzo-deformación para distintos tipos de material granular (Figura 25) suele presentarse como una relación no lineal, variando desde el comportamiento muy frágil para arenas densas, materiales con alto grado de cementación y arcillas fuertemente sobre consolidadas; a un comportamiento más dúctil para materiales como arcillas remoldeadas y arenas sueltas (Mitchell & Soga, 2005).

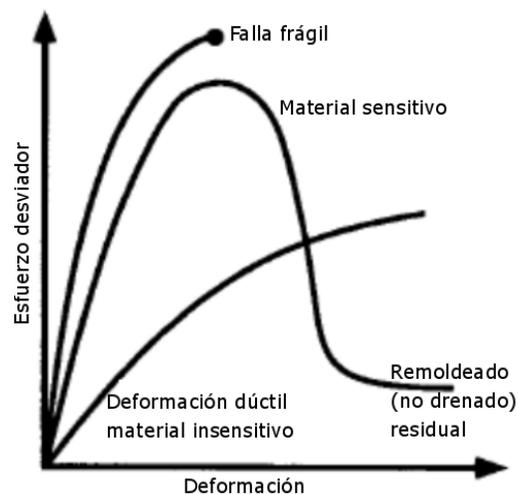


Figura 25. Tipos de relación esfuerzo-deformación en materiales granulares. Modificado de Mitchell & Soga (2005).

Las rocas sedimentarias poco cementadas suelen presentar un comportamiento intermedio entre las rocas más resistentes y los sedimentos. En el laboratorio ha sido posible determinar experimentalmente, que un modelo mecánico de comportamiento desarrollado para materiales inconsolidados puede ser aplicado con éxito en algunas rocas débilmente cementadas tales como los shales (Fjaer *et al.*, 2008).

## **Elasticidad**

### *Comportamiento Elástico lineal*

Tanto el esfuerzo como la deformación pueden relacionarse mediante el uso de ecuaciones constitutivas que dependen de las propiedades del material y de las condiciones de deformación (rango elástico, plástico, viscoso, etc.). El comportamiento esfuerzo-deformación más simple se da cuando la deformación se incrementa de manera lineal con respecto al esfuerzo aplicado, hasta que se alcanza un punto de falla abrupta en algún punto F (Figura 26a). Tal relación se puede expresar como una ecuación lineal:  $\sigma = E \varepsilon$ , donde  $E$  representa el módulo elástico de Young ( $\delta\sigma/\delta\varepsilon$ ) que corresponde a la pendiente de la curva esfuerzo-deformación para el tramo elástico. Este tipo de comportamiento es denominado elástico lineal. La teoría de la elasticidad lineal resulta ser una herramienta útil para evaluar los procesos de fallamiento en rocas, debido a que los gradientes de desplazamiento son muy pequeños en comparación con las dimensiones de las estructuras geológicas (Pollard & Fletcher, 2005).

### *Módulos de elasticidad*

La ley de Hook es una representación de la relación lineal que existe entre el esfuerzo y la deformación dentro de un intervalo específico durante la carga y la descarga. Esta ley establece que cada uno de los componentes del tensor de esfuerzos en cualquier punto de un cuerpo, es una función lineal de los componentes del tensor de deformación en ese punto y puede expresarse en términos de una serie de constantes materiales denominadas módulos elásticos que pueden ser obtenidos a partir de experimentos de laboratorio (Hackl & Goodarzi, 2010).

$$\text{Módulo de Young (E): } E = \delta\sigma/\delta\varepsilon \quad [2.49]$$

Donde  $\delta\sigma$  representa la variación en el esfuerzo normal aplicado y  $\delta\varepsilon$  representa la variación en la deformación. Un material isótropo presentara el mismo valor de  $E$  en todas las direcciones a diferencia de un material anisótropo (lo cual ocurre con la mayoría de materiales granulares).

$$\text{Módulo de compresibilidad (K): } V \left( \frac{\delta P}{\delta V} \right) \quad [2.50]$$

Donde  $V$  representa el volumen original del cuerpo antes de la deformación,  $\delta P$  es la variación en la presión y  $\delta V$  el cambio de volumen. Este módulo es de gran importancia en el análisis de la deformación para cuerpos sometidos a estados de esfuerzo hidrostático, tal como el que ocurre durante la consolidación de un espécimen de material granular en condiciones drenadas.

$$\text{Módulo de rigidez (G): } \frac{\text{Esfuerzo de cizalla}}{\text{Deformación por cizalla}} \quad [2.51]$$

El cambio de forma en el cubo infinitesimal considerado anteriormente (véase Figura 16), se da como resultado de la aplicación de un esfuerzo de cizalla  $\tau$  que distorsiona el cuerpo. Por lo general, un valor alto en el módulo de rigidez para un material elástico, indica que se necesita un mayor esfuerzo para generar una unidad de deformación por cizalla en dicho cuerpo.

$$\text{Módulo o relación de Poisson } (\nu): \quad \nu = \frac{\text{Deformación lateral}}{\text{Deformación longitudinal}} \quad [2.52]$$

Considerando un elemento infinitesimal de forma cilíndrica al interior de un cuerpo elástico, sobre el cual se aplica un esfuerzo en tensión o en compresión; se tiene que la deformación en el eje axial estará acompañada de una deformación transversal, tal relación queda definida mediante el módulo de Poisson (expresión 2.52).

Diferentes materiales elásticos presentan diferentes valores en la relación de Poisson, en el rango  $0.0 \leq \nu \leq 0.5$ , con los valores más bajos para aquellos materiales considerados compresibles y en el extremo superior aquellos considerados incompresibles. Las rocas son consideradas algo compresibles y sus valores para la relación de Poisson se encuentran entre 0.1 a 0.3 (Pollard & Fletcher, 2005). Para pruebas no drenadas en materiales saturados la deformación volumétrica es cero lo cual corresponde a un valor de la relación de Poisson de 0.5 (Lade, 2016).

Los tres módulos elásticos  $E$ ,  $G$  y  $\nu$  se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [2.53]$$

### **Comportamiento Elástico no lineal**

Como se mencionó anteriormente, un material se considera elástico si el esfuerzo puede ser representado como una función simple de la deformación (para cada punto de esfuerzo existe uno y solo un valor de deformación), esta relación puede ser o no lineal.

Por lo regular los materiales granulares no presentan un comportamiento elástico ideal ya que dicha relación esfuerzo-deformación implica, además de una recuperación elástica total; que no se sobrepasen las fuerzas internas que mantienen unidas las estructuras atómicas y moleculares cuando se aplican cargas de magnitud limitada, bajo condiciones de temperatura lo suficientemente bajas y en una escala corta de tiempo (Atkinson, 1979).

En la Figura 26b, se presenta la curva esfuerzo deformación para un material elástico no lineal. Para este tipo de curva de comportamiento elástico, la pendiente varía con respecto al nivel de deformación o esfuerzo, por lo cual no es posible definir una y solo una pendiente. Debido a esto se han definido dos tipos de módulo elástico para materiales elásticos no lineales, los cuales corresponden al módulo secante y al módulo tangente (Jaeger et al., 2007). El módulo secante ( $\sigma/\varepsilon$ ) relaciona el esfuerzo total con la deformación total y equivale a la pendiente de la línea  $OP$  en la Figura 26b. Por su parte, el módulo tangente ( $d\sigma/d\varepsilon$ ), permite encontrar la pendiente para un punto específico de la curva esfuerzo deformación, por ejemplo la pendiente de la línea  $PQ$ .

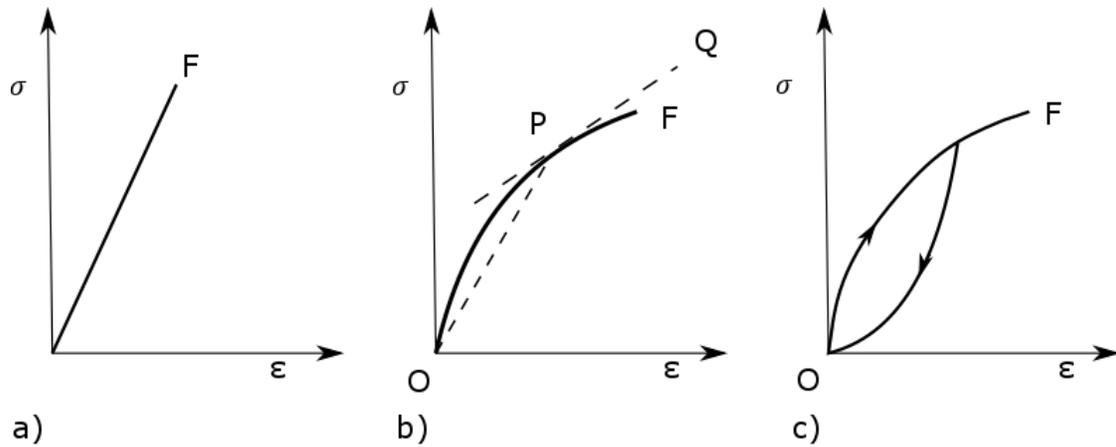


Figura 26. a) Comportamiento elástico lineal con falla en el punto F., b) Comportamiento elástico no lineal., c) Curva de histéresis. Modificado de Jaeger et al., (2007).

Un tercer tipo de comportamiento caracteriza a aquellos materiales elásticos no lineales cuya trayectoria esfuerzo-deformación es diferente en carga y en descarga (con diferentes módulos tangentes para cada trayecto), este tipo de materiales regresan a su estado no deformado cuando las cargas impuestas son removidas, dicha curva es denominada curva de histéresis Figura 26c. Para Jaeger et al., (2007), el área que se encuentra entre las dos curvas de trayectoria carga-descarga para un material con histéresis, representa la energía disipada por fricción intergranular o en las superficies de debilidad (fisuras, fracturas, etc.).

En la Figura 27 pueden apreciarse curvas esfuerzo-deformación típicas para varios tipos de material granular en compresión, indicando el límite de proporcionalidad lineal. Dicho punto representa el punto a partir del cual deja de darse una relación esfuerzo-deformación proporcional. Los sedimentos arcillosos presentan por lo regular un rango de proporcionalidad lineal para un determinado rango de carga, sin embargo la mayor parte de la deformación es irrecuperable. Por su parte, las arenas densas, fuertemente cementadas y arcillas muy sobre consolidadas suelen presentar un comportamiento frágil, tal como se mencionó anteriormente. Las relaciones esfuerzo-deformación en arcillas dependen en gran parte de la historia de esfuerzos, de las presiones efectivas de confinamiento, del tipo de carga, de la tasa de deformación y de las condiciones de drenaje (Mitchell & Soga, 2005, Hvorslev, 1961).

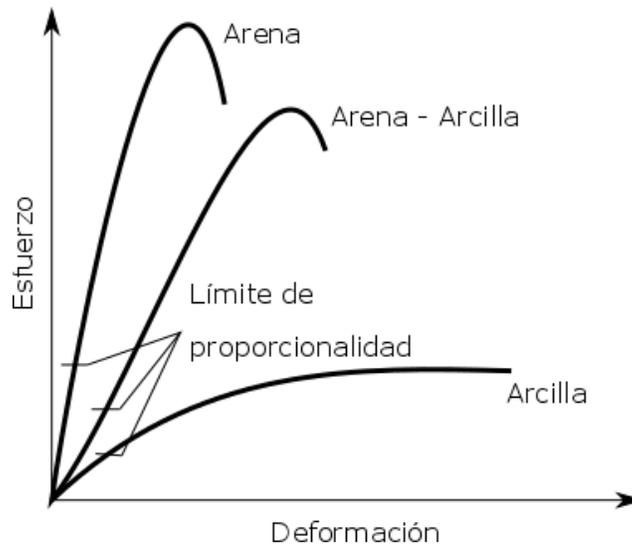


Figura 27. Relaciones típicas de esfuerzo – deformación para materiales granulares en carga por compresión. Modificado de Roberts (1977).

Según Atkinson (1979), la justificación inicial para aplicar la teoría de la elasticidad a los materiales granulares, ya sean masas de roca fracturada o sedimentos, se debe a que luego de someter al material a varios ciclos de carga y descarga in situ o en el laboratorio, suele establecerse una relación no lineal (para el rango total de observación) entre el esfuerzo y la deformación. Dicha relación puede aproximarse a una relación lineal si se considera un rango de carga limitado, con un estado de esfuerzos particular en el cual se pueda definir el módulo de deformación (módulo de Young).

## Plasticidad

Plasticidad es un concepto que describe la deformación no elástica de un material, es decir aquella deformación no recuperable. La teoría de la plasticidad se basa en los siguientes conceptos (Fjaer *et al.*, 2008):

*Deformación plástica:* El incremento total de deformación asociado con un incremento de esfuerzo, consiste de una parte elástica y una parte plástica:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad [2.54]$$

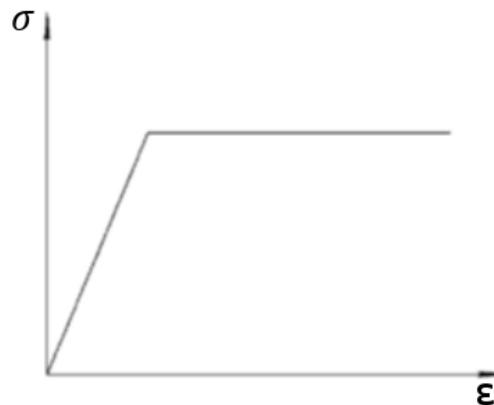
Donde,  $d\varepsilon_{ij}^e$  representa el incremento de deformación elástica recuperable, y  $d\varepsilon_{ij}^p$  representa la componente de deformación permanente.

*Criterio de cedencia:* Se define el punto de cedencia como el punto a partir del cual ocurren cambios irreversibles en el material y se establece un comportamiento plástico. En muchas ocasiones resulta más sencillo definir claramente el punto de cedencia que el punto de falla.

*Regla de flujo:* La cual describe como las deformaciones plásticas se desarrollan para una determinada situación de carga.

*Regla de Endurecimiento (hardening Strain):* Por ejemplo, una roca bajo ciertas condiciones puede resistir mayores cargas posterior a la falla. Un material plástico ideal es aquel que asimila teóricamente una cantidad infinita de deformación plástica sin que exista una variación en los niveles de esfuerzo. Como se observa en la Figura 28, luego de la fase elástica inicial, la deformación se presenta a un valor de esfuerzo constante.

Al alcanzar el punto de cedencia plástica, los átomos individuales y las moléculas sufren una dislocación permanente, lo cual ocurre al interior de las estructuras cristalinas en rocas, al interior de los fragmentos y las matrices de los sedimentos consolidados, en las masas de rocas y entre los granos que constituyen los sedimentos (Atkinson, 1979).



*Figura 28. Componentes de deformación elástico-plástica. Modificado de Fjaer et al., (2008).*

Por lo general, los materiales granulares pueden asimilar grandes cantidades de deformación por cizalla por lo que pueden ser considerados como materiales plásticos con una pequeña componente de deformación elástica. Por otro lado algunos tipos de rocas cristalinas o altamente cementadas, pueden presentar un comportamiento frágil; fracturándose súbitamente poco después de alcanzado el límite elástico, por lo regular mediante mecanismos de propagación de fracturas (Rice, 1994).

La plasticidad de los materiales cohesivos se debe en gran parte a la presencia de partículas finas compuestas por minerales de arcilla (caolinita, montmorillonita, Illita, entre otros). Las propiedades físicas y químicas de estos minerales favorecen la formación de una capa de agua adsorbida que permite a los granos moverse uno con respecto al otro cuando una carga es aplicada (Lubliner, 2006).

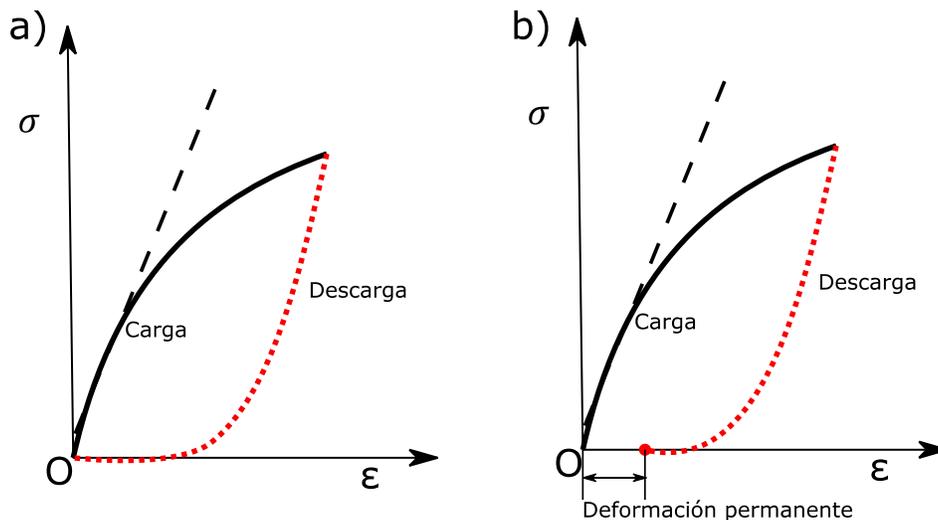
### ***Poro-elasticidad***

Para el caso de materiales granulares con presencia de poros rellenos parcial o totalmente con fluidos, su comportamiento mecánico puede considerarse como elástico pero dependiente de la presión de poros; estos materiales pueden ser estudiados como materiales poro elásticos analizando la relación de cambio entre los esfuerzos aplicados y la presión de fluido (Detournay &

Cheng, 1994). La ley de esfuerzos efectivos (esfuerzos intergranulares) tal como se mencionó anteriormente, es la que controla el comportamiento mecánico del material en términos de los esfuerzos aplicados y la deformación (Hoek & Brown, 1997).

### **Visco elasticidad y visco plasticidad**

El tiempo de aplicación de las cargas influye de manera importante en el comportamiento mecánico de los sedimentos, especialmente en sedimentos arcillosos. (Ti *et al.*, 2009), en virtud de las características viscosas del esqueleto de los materiales arcillosos (debidas a la estructura microscópica de sus minerales), propone un modelo visco elástico que comprende una componente elástica y una componente viscosa dependiente del tiempo. Según el mismo autor, una sustancia visco elástica pierde energía cuando es ensayada a un ciclo de carga y descarga; presentando por lo regular un comportamiento de histéresis en la curva esfuerzo deformación (Figura 29a). Posteriormente el material presenta una relajación de esfuerzos luego de alcanzar un valor de esfuerzo pico, el cual decae en el tiempo para un mismo valor de deformación.



*Figura 29. Diagrama esfuerzo deformación para un ciclo de carga-descarga. a) Modelo visco elástico., b) Modelo visco plástico. Modificado de Ti et al. (2009)*

La teoría visco plástica es una extensión relativamente simple del modelo visco elástico. Perzyna's, 1963., en Ti et al. (2009), propuso que los efectos viscosos solo se pronuncian luego del punto de cedencia y que tales efectos van más allá del dominio elástico y la deformación no es totalmente recuperable (Figura 29b). Sin embargo, algunos investigadores creen que el modelo da resultados muy limitados en comparación con un modelo simple de deformación plástica perfecta para materiales granulares (Ti *et al.*, 2009).

### Resistencia a la cizalla y deformación en materiales granulares a escala de laboratorio

La Figura 30 muestra la variación en la rigidez de materiales granulares (resistencia a la deformación por cizalla) en términos del módulo de cizalla  $G$  o del módulo de Young  $E$  (expresado como el módulo tangente o el módulo secante a la curva esfuerzo deformación), con los rangos típicos de la deformación para pruebas de laboratorio. Pueden distinguirse claramente: a) Una zona de deformación elástica lineal: para la cual la rigidez es máxima; b) La zona de deformación elástica no lineal: a partir de la cual comienza a disminuir la rigidez como resultado de un aumento en la deformación o en los esfuerzos aplicados; c) Una zona de deformación elástica crítica previa al punto de cedencia: en esta zona se desarrollan deformaciones irreversibles que caracterizan el paso hacia un comportamiento plástico; d) una zona de comportamiento totalmente plástico: para la cual las deformaciones son totalmente irreversibles y que se presenta luego de alcanzado el pico distintivo que caracteriza el punto de cedencia del material en una gráfica esfuerzo-deformación (Mitchell & Soga, 2005).

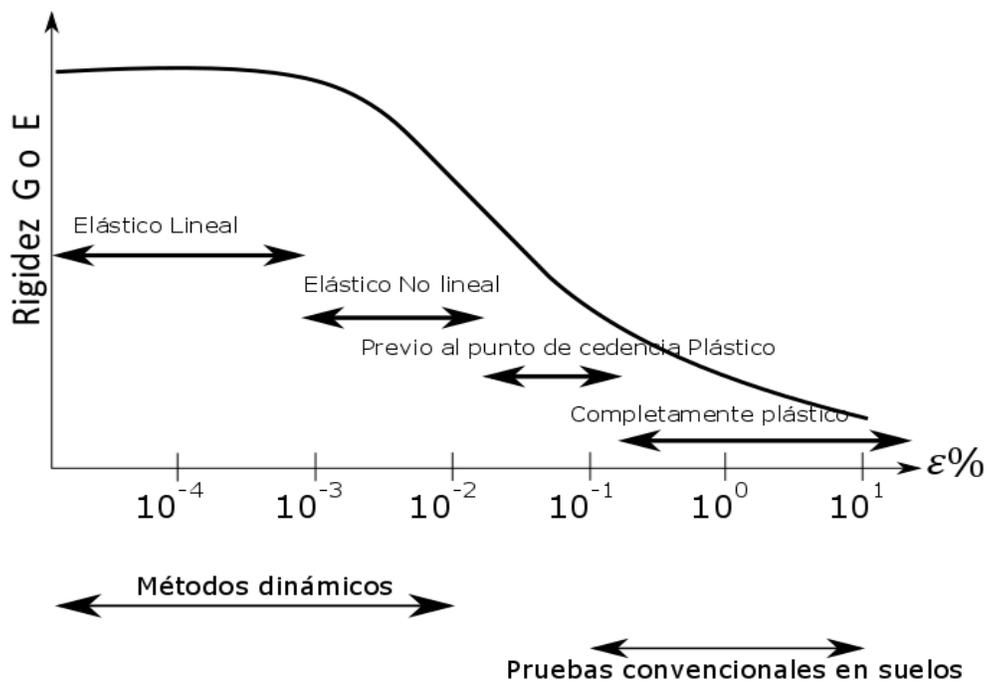


Figura 30. Rangos típicos de degradación de la rigidez en materiales granulares: rigidez vs deformación en escala logarítmica. Modificado de Mitchell & Soga (2005).

Obsérvese que los rangos de degradación para pruebas convencionales de laboratorio son predominantemente plásticos con una pequeña componente elástica, tal como se mencionó anteriormente. Por su parte los rangos de deformación en términos de la degradación de la rigidez para pruebas dinámicas cubre el tramo elástico (lineal-no lineal) previo al punto de cedencia plástico.

Según Mitchell & Soga (2005), en los materiales granulares por lo general no se presenta una transición distinguible entre el comportamiento elástico y el comportamiento plástico, ya que las deformaciones plásticas se desarrollan inclusive a muy pequeños niveles de deformación.

## 2.7. Criterio de falla

El criterio de falla provee una fórmula matemática que permite predecir los valores de resistencia para todos los estados de esfuerzo en términos de una cantidad crítica (obtenida a partir de una prueba de compresión o tensión). Por su parte, un mecanismo de falla explica la secuencia de eventos que ocurren en un material en el transcurso de la carga y que eventualmente llevan a la falla del espécimen (Bieniawski, et al., 1969).

El punto de falla de un material granular sometido a cizalla, puede definirse a partir de la respuesta esfuerzo-deformación que presente el material, con el fin de establecer si se está trabajando con un material frágil, elástico, plástico etc. Una vez hecha esta consideración se puede determinar si la falla ocurre al alcanzar el punto de cedencia, el punto de ruptura (materiales frágiles), algún punto a partir del cual el material continua deformándose a una tasa cada vez mayor bajo la acción de una carga constante (material plástico) o cuando se ha alcanzado un determinado porcentaje de deformación irre recuperable en la muestra (Roberts, 1977a).

La selección del criterio de falla debe estar relacionada con el problema de diseño o el objetivo principal de investigación, teniendo en cuenta las relaciones esfuerzo-deformación que caracterizan el material y la definición de las condiciones de falla. En general, el criterio seleccionado debe presentar un balance entre los requerimientos de la mecánica del *continuum*, la representación realística del comportamiento del material observada en las pruebas de laboratorio (incluida la facilidad para determinar los parámetros del material) y la simplicidad con la cual se puedan computar los datos obtenidos (Ti et al., 2009).

Para Hvorslev en Schofield & Wroth (1968), la falla ocurre bajo la aplicación de un esfuerzo de cizalla para el cual las tasas muy lentas de desplazamiento muestran signos de continua aceleración. Algunos criterios tales como Tresca y Von Mises se utilizan normalmente como criterios de falla para metales, mientras que los criterios de falla de Mohr-Coulomb y Matsuoka-Nakai, suelen ser utilizados con mayor frecuencia para materiales granulares, cuyo comportamiento mecánico es gobernado por la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo de cizalla (Mayne, 1985). Al respecto, Tien & Kuo (2001), menciona que los criterios de falla de Von Mises y Hill (adecuados para metales y materiales compuestos) asumen que la resistencia del material es independiente del esfuerzo hidrostático, por lo cual tales criterios no pueden ser aplicados directamente a los materiales geológicos cuya resistencia depende del esfuerzo hidrostático.

El criterio de falla más simple y ampliamente utilizado es el de Coulomb (1773). Coulomb consideró que el suelo era un material rígido y homogéneo, capaz de romperse en bloques separados, permaneciendo en contacto; pero deslizándose uno con respecto al otro a lo largo de la superficie de contacto (Figura 31a). A partir de sus experimentos, Coulomb observó superficies de ruptura tanto en sedimentos como en rocas y sugirió que durante el deslizamiento a lo largo de la superficie de ruptura, las fuerzas de cohesión y fricción del material debían ser sobrepasadas (Figura 31b).

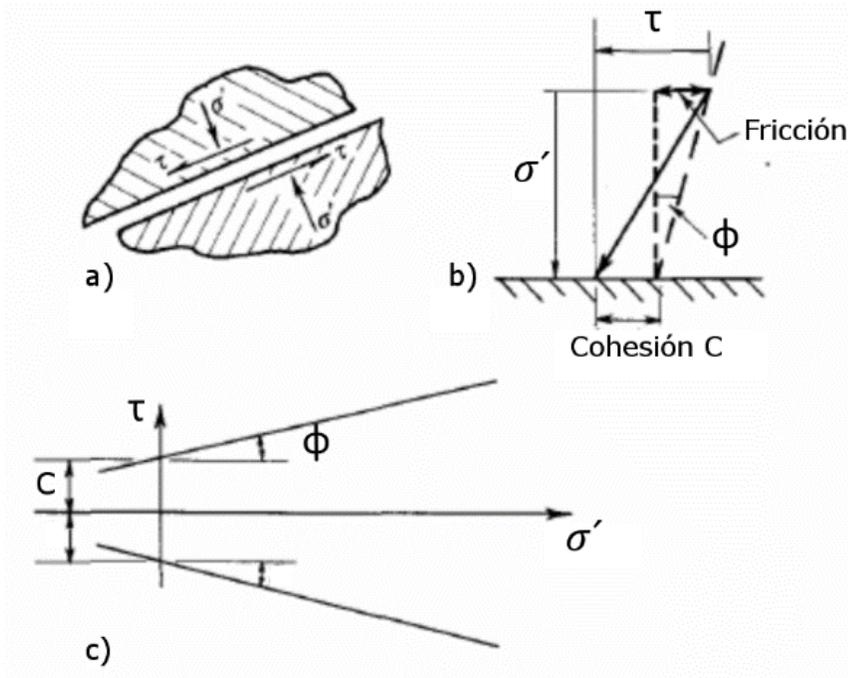


Figura 31. Criterio de falla de Coulomb. Modificado de Schofield & Wroth (1968).

El movimiento a lo largo del plano de falla es resistido por tales fuerzas friccionantes cuya magnitud iguala al esfuerzo normal aplicado multiplicado por un factor constante  $\mu$ ; además, en ausencia de un esfuerzo normal, un esfuerzo por cizalla  $S_0$  es necesario para iniciar la falla. Tales consideraciones llevan a la expresión matemática del criterio de Coulomb (Jaeger et al., 2007):

$$\tau = S_0 + \mu \sigma \quad [2.55]$$

Donde:  $\mu = \tan \phi$

La representación de la ecuación de Coulomb en el diagrama de Mohr es una línea recta inclinada hacia el eje de los esfuerzos normales  $\sigma$  por un ángulo  $\phi$ . Un material cohesivo posee cierta resistencia a la cizalla incluso cuando los esfuerzos normales son cero (Figura 31c); por tanto, la envolvente de falla intersectará el eje de los esfuerzos de cizalla a un valor finito, que corresponde a la cohesión (Roberts, 1977a). En el caso de una arcilla húmeda incapaz de ofrecer resistencia friccional a la deformación y sujeta únicamente a un flujo plástico controlado por su cohesión, la envolvente sería similar a la de Figura 32.

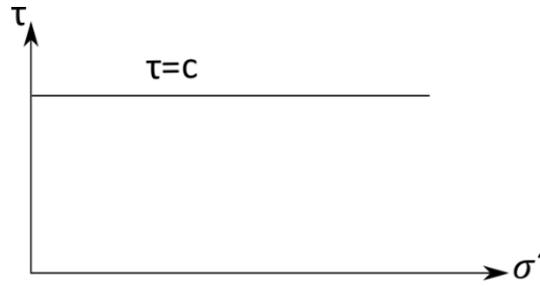


Figura 32. Envolvente de falla para un material sin fricción. Modificado de Roberts (1977)

La forma del criterio sugiere que la construcción del círculo de Mohr puede ser útil en el análisis de sus componentes (ángulo de fricción interna  $\phi$  y cohesión  $C$ ). Si se considera un ángulo de fricción interna  $\phi$  constante para un material sin resistencia uniaxial a la tensión, entonces la resistencia a la cizalla puede ser representada mediante dos líneas (denominadas envolventes de falla de Mohr) que pasan por el origen de los ejes que representan el esfuerzo normal y de cizalla.

En la Figura 33 pueden apreciarse varios círculos de Mohr y su relación con la envolvente de falla. El círculo A representa condiciones estables, el círculo B representa una condición de falla incipiente y el círculo C representa condiciones de esfuerzo que sobrepasan los límites de resistencia del material.

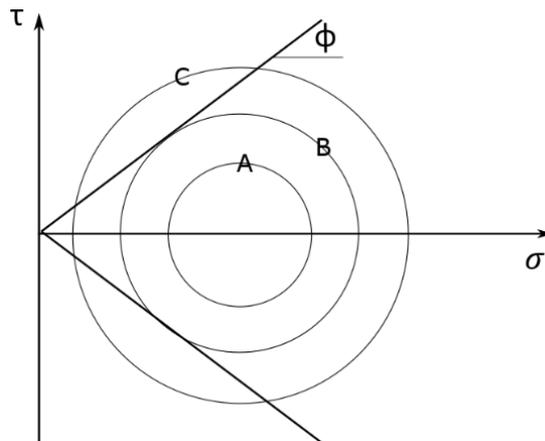


Figura 33. Envolvente de falla de Mohr para un material granular sin resistencia a tensión ni cohesión. Modificado de Roberts (1977)

La teoría de falla de Coulomb presenta varias deficiencias, entre las cuales se tiene la observación empírica de que su envolvente de falla tiende a extenderse demasiado en la región tensional del plano  $(\sigma_n, \tau)$ . Adicionalmente, el criterio supone que el esfuerzo compresivo necesario para causar la falla ( $\sigma_1$ ) se incrementa linealmente con el esfuerzo confinante ( $\sigma_3$ ); lo cual contradice la evidencia experimental, en la que por lo regular se establece una relación no lineal entre los esfuerzos principales. Con la intención de corregir las deficiencias de la teoría de Coulomb, Mohr (1900) sugirió que la ecuación de Coulomb [2.72] podría ser reemplazada por una relación más general (Jaeger et al., 2007).

Esta teoría de falla no intenta hacer una diferencia entre la falla por deformación o la ruptura del material. Mohr sugirió que la falla de un material puede ser representada mediante una relación funcional (que puede ser no lineal) existente entre el esfuerzo por cizalla  $\tau$  que actúa a lo largo del plano de falla y el esfuerzo normal  $\sigma_n$ :

$$\tau = f(\sigma_n) \quad [2.56]$$

Donde  $\tau$  puede expresarse como:

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad ; \quad \sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad [2.57]$$

La curva definida por el criterio de Mohr puede ser determinada experimentalmente como una envolvente para todos los círculos de Mohr que representan los estados de esfuerzo en la falla (Figura 34A). La teoría generalizada de Mohr predice, tal como lo hace la teoría de Coulomb; que el plano de falla pasa a través de la dirección del esfuerzo intermedio principal y que el vector normal a ese plano forma un ángulo  $\theta$  con la dirección del esfuerzo principal mayor (Figura 34B).

Las expresiones [2.56-2.57] indican que los esfuerzos normales principales contribuyen a la falla y que los esfuerzos de cizalla son función del esfuerzo normal aplicado (Jaeger et al., 2007). La relación fundamental entre  $\tau$  y  $\sigma_n$  es característica del material y suele utilizarse la representación gráfica del estado de esfuerzos en el material denominada el círculo de Mohr como la condición de falla límite (véase Figura 9). Si se tiene en cuenta la ecuación [2.56], puede decirse que el criterio de Coulomb es equivalente a considerar una envolvente de Mohr lineal (Figura 34C) (Labuz & Zang, 2012).

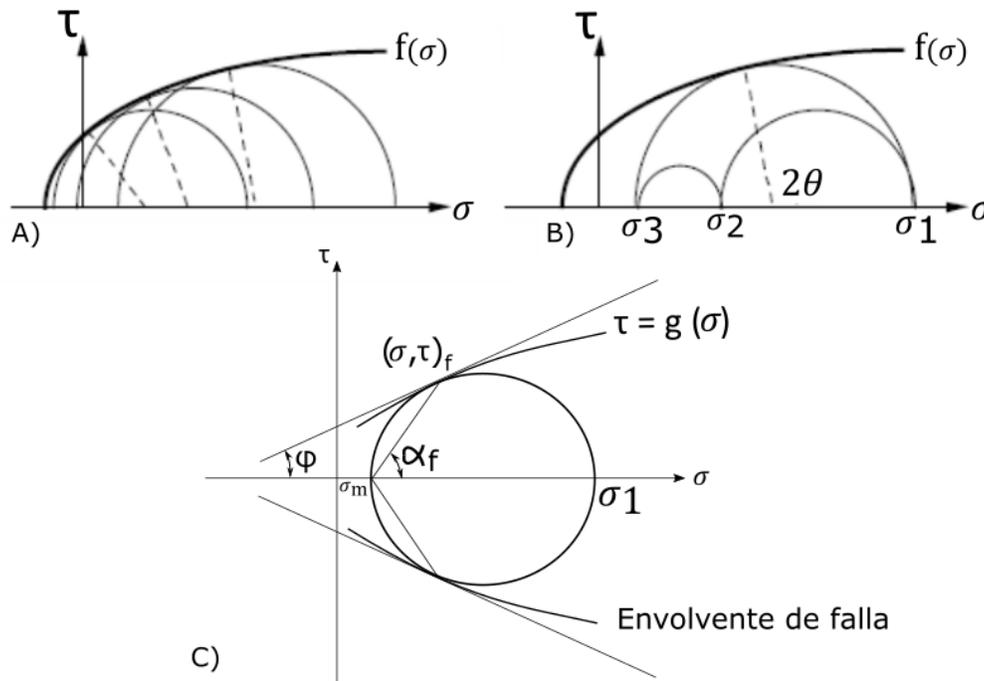


Figura 34. Diagrama de Mohr, envolventes de falla y componentes de la resistencia a la cizalla. Modificado de Labuz & Zang (2012).

La condición de falla de Coulomb puede ser combinada con la condición de falla de Mohr y expresada en términos de los esfuerzos principales en lo que se denomina el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

### ***Conclusión sobre el criterio de falla***

El criterio de falla de Mohr-Coulomb es un criterio simple que puede ser generalizado y aplicado a diferentes condiciones de escala, siendo susceptible a modificaciones que permitan considerar las condiciones de frontera de cada caso de estudio. Si se tiene en cuenta que el criterio de falla va a ser el medio utilizado para expresar los resultados de las pruebas de resistencia a la cizalla, este criterio aplicado principalmente para medios isótropos permite evaluar las relaciones esfuerzo normal-cizalla mediante la utilización de los parámetros de cohesión y fricción interna obtenidos en laboratorio.

A pesar de que el criterio de falla de Mohr Coulomb no toma en cuenta la influencia del esfuerzo intermedio principal al momento de la falla, ya que el radio del máximo círculo de Mohr depende solo de la magnitud de los esfuerzos principales mayor y menor, este criterio de falla puede expresarse en términos de los esfuerzos principales como un criterio de Mohr Coulomb extendido que utiliza parámetros obtenidos a partir de pruebas de compresión triaxial en términos de los esfuerzos principales mayor, menor e intermedio y del ángulo de fricción interna (Roberts, 1977a).

## 3. Determinación de la resistencia a la cizalla para materiales granulares en laboratorio

### 3.1. Introducción

Con el fin de obtener los parámetros de resistencia a la cizalla de un material granular es común realizar ensayos tanto en laboratorio como en campo. Los ensayos de laboratorio más comúnmente utilizados son las pruebas triaxiales y la prueba de corte directo.

Según Lade (2016), es importante que el depósito natural o el relleno del cual se obtienen las muestras de material granular en el campo sea lo suficientemente uniforme como para que las muestras sean representativas de la masa de material *in situ*, por lo cual resulta indispensable conocer y entender la geología del área. Puede darse el caso en el cual las muestras obtenidas no contengan las propiedades representativas del depósito, debido a diversos factores tales como variaciones temporales en el grado de saturación *in situ*, la técnica de muestreo, la orientación de la muestra, el tamaño de la muestra, la tasa de corte al sacar la muestra, el ablandamiento que se da luego de remover la carga y la falla progresiva (Skempton & Hutchinson, 1969, en Suárez, 1998); razones por las cuales la resistencia medida en laboratorio puede diferir de la resistencia a la cizalla obtenida en campo.

Las pruebas de laboratorio presentan como ventaja la posibilidad de tener bien definidas y controladas las condiciones de frontera bajo las cuales se someterá a prueba la muestra, mientras que las pruebas de campo tales como la prueba de penetración estándar, permiten obtener mediciones sin perturbar en exceso el material, con unos menores tiempos de ensaye y costos de operación. No obstante, los resultados de este tipo de pruebas suelen poseer un grado de incertidumbre mayor comparado con las pruebas de laboratorio y la interpretación de los resultados suele ser empírica (Schlosser & Poulos, 1977).

## 3.2. Pruebas triaxiales

### 3.2.1. Generalidades

El propósito de las pruebas triaxiales es determinar las propiedades mecánicas de los materiales granulares, ya sean las relaciones esfuerzo-deformación, los cambios de volumen o el comportamiento de la presión de poro y la resistencia a la cizalla del material. Existen otras propiedades que pueden ser obtenidas y analizadas a partir de las pruebas triaxiales; como por ejemplo la permeabilidad, el coeficiente de consolidación, los efectos de las tasas de aplicación de carga o deformación, el creep y la relajación de esfuerzos, las cuales dependen del tiempo de aplicación de las cargas (Lade, 2016).

Los materiales altamente permeables y porosos presentan cierta dificultad para ser ensayados satisfactoriamente en condiciones no drenadas en dispositivos como el de corte directo, por lo cual el aparato triaxial se presenta como una alternativa en la cual el plano de falla por cizalla no está predeterminado por la construcción del dispositivo de ensaye (Roberts, 1977a).

Las pruebas triaxiales por lo regular utilizan especímenes cilíndricos a los cuales se aplican los esfuerzos principales (Figura 35). Se aplica un esfuerzo confinante  $\sigma_3$  que actúa alrededor del espécimen y por ende en todos los planos en su interior. Una diferencia adicional al estado de esfuerzos inicial conocida como el esfuerzo desviador  $\sigma_d$ , es aplicada en la dirección vertical por lo cual el esfuerzo externo aplicado al espécimen en la dirección axial puede expresarse como:

$$\sigma_1 = \sigma_d + \sigma_3 \quad [3.1]$$

Por lo tanto:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [3.2]$$

La expresión [3.2] define el esfuerzo desviador que lleva a la falla del espécimen tal como se mencionó en capítulo 2 del presente trabajo.

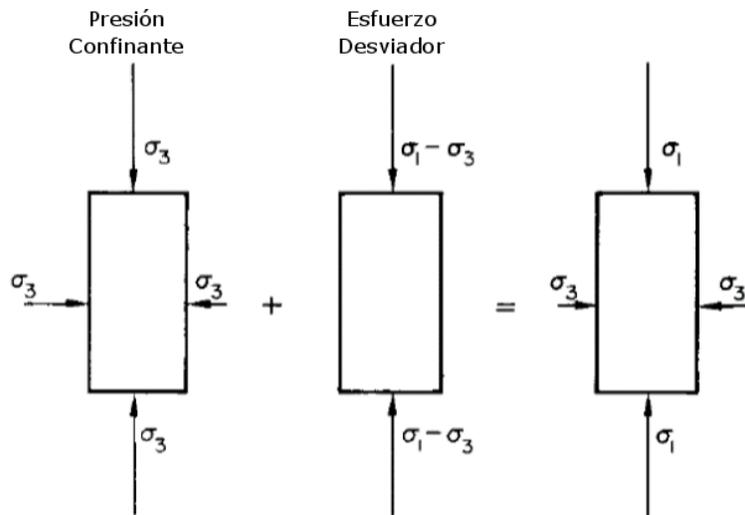


Figura 35. Diagrama de esfuerzos aplicados sobre un espécimen cilíndrico durante un ensaye triaxial convencional, definición de esfuerzo desviador y presión confinante. Modificado de Roberts (1977)

Aunque es posible alcanzar condiciones de extensión triaxial aplicando una diferencia negativa de esfuerzos sobre el espécimen, para propósitos del presente trabajo solo se considerara la resistencia en condiciones de compresión triaxial, debido a que materiales granulares tales como sedimentos y rocas presentan una muy baja resistencia a los esfuerzos por tensión.

En el aparato triaxial la muestra se encuentra limitada por una base o pedestal, un cabezal y una membrana impermeable. El conjunto se encuentra al interior de una celda de carga de acrílico o Lucita en la cual es posible aplicar una determinada presión hidrostática confinante mediante el uso de agua o glicerina (considerados incompresibles). La carga desviadora puede ser aplicada por medio de un pistón axial que atraviesa la parte superior de la celda de carga y que transmite el esfuerzo al espécimen por medio del cabezal (Figura 36).

El equipo utilizado para llevar a cabo los ensayos triaxiales convencionales en el Laboratorio de Mecánica de Geosistemas (LAMG) del Centro de Geociencias de la Universidad Nacional Autónoma de México, Campus Juriquilla; presenta la posibilidad de montar probetas de 3.5 y 7 cm de diámetro con medición de presión de poro automatizada (Figura 37).

Las deformaciones axiales que presenta la muestra, una vez que se somete al esfuerzo desviador, pueden ser medidas por medio de un sensor de desplazamiento ubicado en la parte superior del montaje. Las líneas de drenaje se encuentran conectadas tanto al cabezal como a la base, elementos que entran en contacto directo con la muestra saturada y que incorporan piedras porosas que se cubren con papel de filtro. Las líneas de drenaje se encuentran a su vez conectadas a una bureta en el exterior de la celda de carga con el fin de medir los cambios de volumen del espécimen y permiten a su vez controlar la entrada o salida de agua de la muestra.

Cuando la línea de drenaje se cierra se restringe el cambio de volumen, por lo cual la transferencia de esfuerzos en condiciones no drenadas genera un exceso en la presión de poro al interior de la muestra. Dicha presión puede ser medida por un transductor de presión de poro conectado a las líneas de drenaje.

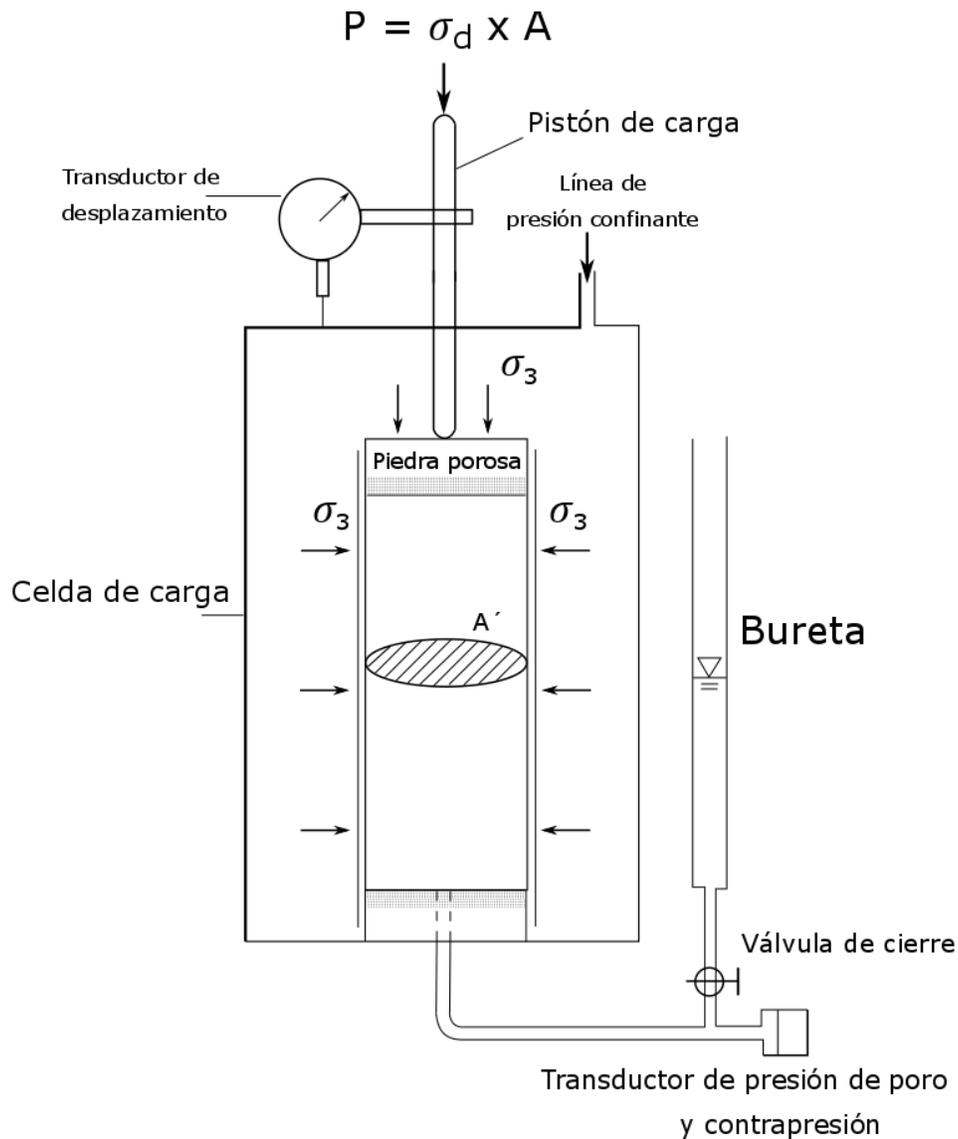


Figura 36. Diagrama esquemático de un equipo triaxial convencional. Modificado de Lade (2016).

La selección de la prueba triaxial utilizada para determinar la resistencia a la cizalla de un determinado material, se basa en las condiciones particulares del caso de estudio (en términos de esfuerzos totales o en términos de esfuerzos efectivos, a corto o largo plazo).

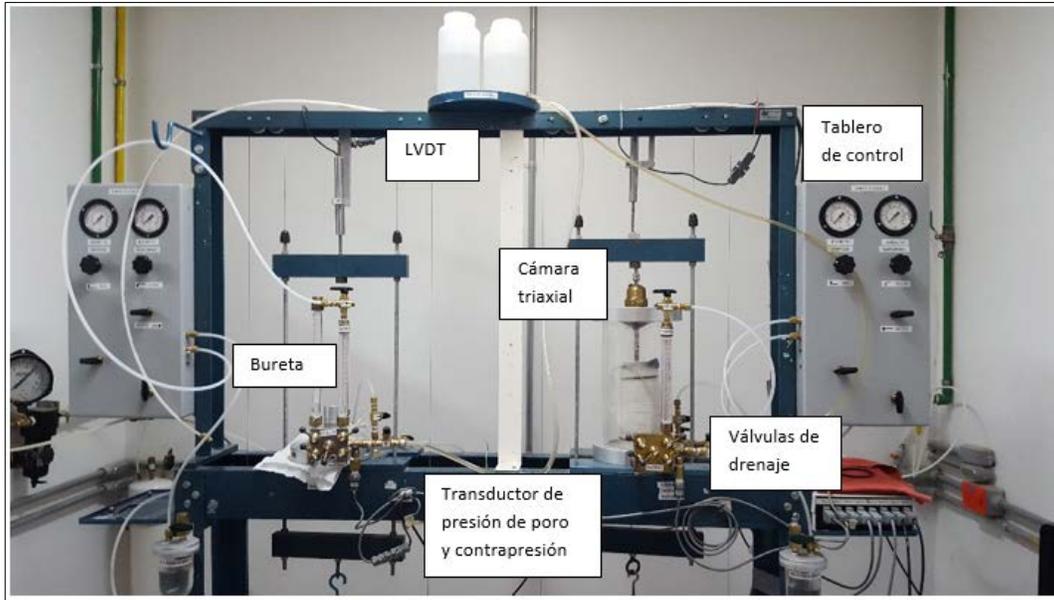


Figura 37. Equipo triaxial convencional del Laboratorio de Mecánica de Geosistemas (LAMG), Centro de Geociencias de la Universidad Nacional Autónoma de México, Campus Juriquilla

Se debe elegir el tipo de prueba que mejor refleje en el laboratorio las circunstancias a las cuales el material granular se encuentra sometido *in situ*. En el dispositivo triaxial el plano de falla no está predeterminado como en una prueba de corte directo, y la falla usualmente ocurre a un ángulo de aproximadamente 60 grados con respecto a la horizontal (Castellanos, 2013).

### 3.2.2. Etapas de un ensaye triaxial en materiales granulares

Las pruebas triaxiales de laboratorio son realizadas para simular lo más cercanamente posible las condiciones del material *in situ*. Tales pruebas presentan dos etapas principales: la etapa de consolidación y la etapa de cizalla.

#### 3.2.2.1. Etapa de consolidación

El proceso de consolidación se da como resultado de la disminución del volumen de los poros por acción de la carga de enterramiento sobre el elemento de material granular, de tal forma que la carga aplicada se transfiere hacia las partículas sólidas a medida que se permite el desalojo del agua contenida en los intersticios. Como resultado los esfuerzos efectivos sobre el material se incrementan (Mitchell & Soga, 2005). Según el mismo autor, los efectos más comunes de la consolidación son el incremento en la resistencia, una disminución en la compresibilidad, un incremento en el potencial de hinchamiento y una disminución en la permeabilidad del material. Durante la etapa de consolidación, la condición inicial se establece en términos de esfuerzos efectivos y teniendo en cuenta su historial de esfuerzos (materiales sobre-consolidados por ejemplo). De esta manera los esfuerzos aplicados en laboratorio sobre el espécimen corresponden a aquellos que actúan sobre el elemento de material granular en el campo debido al peso de la columna suprayacente (Suárez, 1998). En esta etapa se permite que los esfuerzos actúen en un lapso suficiente para que se complete la consolidación. Se considera que la etapa de consolidación

se ha completado cuando la muestra no expulsa más agua hacia la bureta (Roberts, 1977) y todos los esfuerzos están siendo recibidos por la parte sólida del material.

### 3.2.2.2. Etapa de cizallamiento

Durante esta etapa se aplica un esfuerzo axial adicional al esfuerzo hidrostático con el fin de llevar el espécimen a la falla (Figura 38). Según Lade (2016), el esfuerzo adicional aplicado al espécimen debe corresponder lo más cercanamente posible al cambio en el esfuerzo aplicado *in situ*, cuando se presenta una variación de las condiciones generales de carga en campo (aumento o disminución de esfuerzos verticales u horizontales).

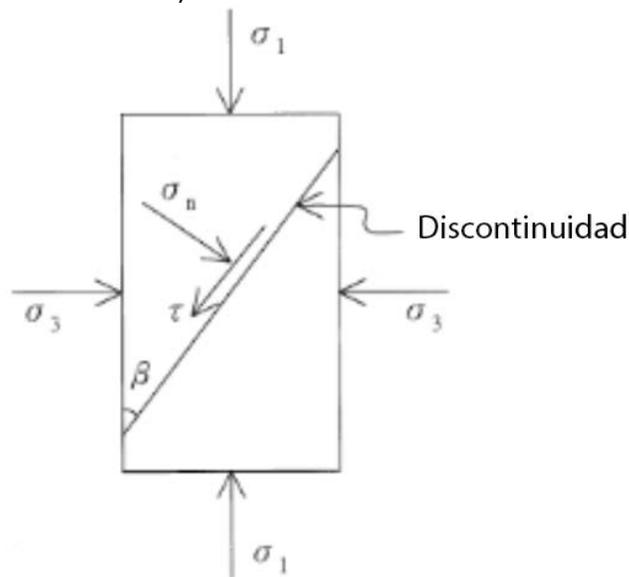


Figura 38. Esfuerzos normal y de cizalla en relación con la superficie de falla. El ángulo de falla suele medirse con respecto a la dirección del esfuerzo vertical principal. Modificado de Tien & Kuo (2001).

### 3.2.3. Tipos de pruebas triaxiales en materiales granulares

Una de las ventajas del equipo triaxial convencional es que permite simular las condiciones de drenaje en campo, ya sea permitiendo la salida de agua del espécimen o impidiendo el drenaje de la muestra. Los tipos de pruebas triaxiales más comunes, así como la referencia a los estándares de la American Society for Testing and Materials (ASTM) que describen cada una de las pruebas, son presentados a continuación:

Prueba Consolidada-Drenada (CD) o prueba lenta (Norma ASTM D-7181, 2011), Prueba Consolidada-No drenada (CU) prueba rápida (Norma ASTM D-4767, 2011), Prueba No Consolidada-No Drenada (UU) (Norma ASTM D-2850, 2015).

La selección del tipo de prueba en laboratorio (drenada o no drenada) debe tener en cuenta las condiciones del material *in situ*, la velocidad de aplicación de la carga y la tasa a la cual el agua es desalojada en campo. Para Lubliner (2006), la respuesta a la cizalla de una arcilla saturada depende de si se encuentra en condición drenada o no drenada. El ensaye triaxial convencional implica la

aplicación de una presión confinante constante y luego la aplicación lenta de una carga vertical hasta que el espécimen falla por cizalla; procedimiento que se repite en varias muestras del mismo material variando la magnitud del esfuerzo confinante para cada muestra. Se acostumbra registrar los resultados obtenidos de cada prueba para analizar las características esfuerzo-deformación y representar gráficamente la envolvente de falla del material correspondiente al criterio de falla seleccionado.

Para este trabajo de tesis todas las pruebas triaxiales se realizaron en condiciones saturadas, para lo cual se somete el espécimen a una presión confinante  $\sigma_3$  que genera un aumento en la presión de poro con valor  $u_c$  (cuando se impide el drenaje de la muestra). Tal incremento en la presión de poro al interior de la muestra puede ser expresado como un parámetro adimensional de la forma:

$$B = \frac{U_c}{\sigma_3} \quad [3.3]$$

La expresión 3.3 es también conocida como el parámetro de presión de poro de Skempton o B de Skempton (Skempton, 1954). Según (Das, 2002), para sedimentos suaves saturados B es aproximadamente igual a 1; sin embargo para materiales saturados con mayor rigidez la magnitud de B puede ser menor que 1. Los valores teóricos de B para varios tipos de material en completa saturación pueden ser consultados en la literatura (Black & Lee 1973, Das 2002).

Para materiales que permiten un drenaje libre del agua intersticial (tales como gravas, arenas y limos no plásticos) es posible aplicar cizalla a tasas relativamente altas ya sea en pruebas consolidadas drenadas o no drenadas ya que los materiales granulares no presentan efectos significativos en la tasa de aplicación de las cargas con el tiempo, por lo cual se tienen básicamente las mismas relaciones esfuerzo-deformación, cambio de volumen, presiones de poro, y resistencia para cualquier tasa de deformación (Lade, 2016). Para el mismo autor, los sedimentos arcillosos en los cuales la fracción de arcilla domina el comportamiento del material y en el cual las partículas consisten de minerales físico-químicamente activos, exhiben un clásico comportamiento viscoso mostrando una mayor rigidez y resistencia a la cizalla cuando aumenta la tasa de deformación.

#### 3.2.3.1. Pruebas consolidadas-drenadas (CD)

En la primera etapa de estas pruebas se permite la consolidación de la muestra. La etapa de cizalla se lleva a cabo muy lentamente, permitiendo el drenaje. Durante la aplicación del esfuerzo desviador, el volumen del espécimen se reduce gradualmente para arcillas normalmente consolidadas mientras que para arcillas sobre consolidadas se presenta alguna reducción inicial de volumen y luego se expanden (Lade, 2016). Al momento de la falla el esfuerzo principal efectivo máximo es  $\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_f$ , donde  $\Delta\sigma_f$  representa el esfuerzo desviador al momento de la falla y el esfuerzo principal efectivo menor es  $\sigma'_3 = \sigma_3$ .

Durante este tipo de pruebas la velocidad de aplicación de la cizalla debe ser tal que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y no superen el 5% de la presión efectiva de confinamiento (Suárez, 1998), para simplificar el análisis se supone una variación nula de la presión de poro, es decir:

$$\Delta U = 0 \quad [3.4]$$

Al aplicar el principio de los esfuerzos efectivos se tiene:

$$\sigma' = \sigma - U \quad [3.5]$$

De tal manera que los esfuerzos totales  $\sigma$  son iguales a los esfuerzos efectivos  $\sigma'$  ya que los cambios en la presión de poro son despreciables.

El ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  disminuye al incrementarse la presión confinante, por tanto la envolvente de falla es curvilínea (Lade, 2016) (Figura 39). La consolidación del espécimen debe completarse antes de ser sometido a cizalla y su cambio de volumen es calculado a partir del volumen de agua de poro expulsado por la muestra. Este tipo de pruebas drenadas pueden tomar más de 2 semanas para ser llevadas a cabo en sedimentos arcillosos, por lo cual su uso es más común en investigación (Roberts, 1977).

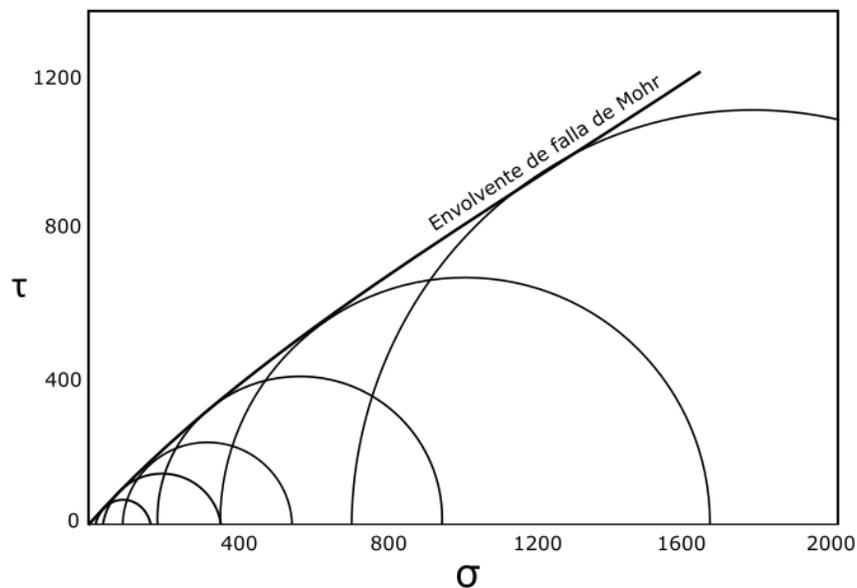


Figura 39. Diagrama de Mohr con la envolvente de falla para pruebas triaxiales drenadas. Modificado de Lade (2016).

### 3.2.3.2. Pruebas consolidadas-no drenadas (CU)

En este tipo de pruebas se permite la consolidación completa de la muestra sin permitir que se desarrollen excesos en la presión de poro (durante esta etapa). Posteriormente y antes de iniciar la carga para llegar a la falla por cizalla, se cierran las líneas de drenaje que permiten la salida de agua de la muestra y únicamente se permite la conexión con el transductor que permite observar los cambios en la presión de poro. Se puede decir entonces que la etapa de cizallamiento en una prueba CU se caracteriza porque el cambio de volumen  $\Delta V = 0$ , y por el desarrollo de excesos en la presión de poro, es decir  $\Delta U \neq 0$ , relacionados con la tendencia del material a cambiar de volumen cuando está siendo sometido a cizalla (Lade, 2016). Las pruebas triaxiales llevadas a cabo para el presente estudio son del tipo Consolidado No drenado.

La teoría de los esfuerzos efectivos de Terzaghi, propone que los esfuerzos totales y los esfuerzos efectivos son diferentes en una prueba CU aplicada a especímenes completamente saturados. Para Santamarina (2003), la resistencia a la cizalla en condiciones no drenadas se encuentra determinada por la compresibilidad o la tendencia a comprimirse de la estructura sólida del material bajo la carga impuesta.

La Figura 40 muestra las envolventes de falla de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales y efectivos para una serie de pruebas CU. Debido al desarrollo de excesos en las presiones de poro al interior de los especímenes pueden obtenerse tanto la resistencia a la cizalla total, como la resistencia efectiva. Aunque los diámetros de las circunferencias que representan dichas resistencias son los mismos, estos se encuentran desplazados una cantidad  $\Delta U$  uno con respecto al otro.

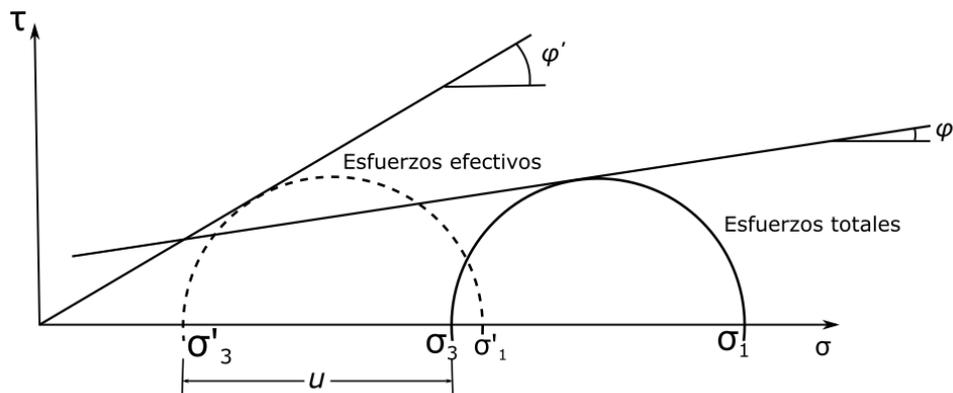


Figura 40. Diagrama de Mohr con envolventes de falla en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos para pruebas CU en materiales granulares. Modificado de Bishop & Henkel (1962).

Tal como ocurre en las pruebas drenadas, la envolvente de falla para la resistencia efectiva en pruebas CU es similar a la que se obtiene a partir de pruebas drenadas (Bishop & Henkel, 1962). En este tipo de pruebas el valor de la cohesión efectiva  $C'$  es cero (incluyendo materiales remoldeados o compactados) pero diferente de cero para materiales cementados. Adicionalmente, el ángulo de fricción interna total  $\phi$  es mucho menor en comparación con el ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$ , mientras que el valor de la cohesión total  $C$  puede presentar una magnitud substancial.

Las pruebas Consolidadas-Drenadas en sedimentos arcillosos pueden tomar un tiempo considerable para su realización, por lo cual suelen llevarse a cabo ensayos Consolidados-No drenados con medición de la presión de poro, con el fin de obtener los parámetros de resistencia en condiciones drenadas (Das, 2002). Para Lubliner (2006), durante la aplicación rápida de la carga sin drenaje, la resistencia a la cizalla es independiente del esfuerzo normal aplicado y los cambios de volumen que acompañan la cizalla en arcillas saturadas son despreciables. Debido a que no se presentan cambios de volumen en el espécimen, tanto el contenido de agua como la relación de vacíos y la densidad en seco al final de una prueba CU van a permanecer iguales que aquellos al final de la etapa de consolidación (Lade, 2016).

La Figura 41 permite apreciar la variación del esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) y de la presión de poro debida al esfuerzo desviador ( $u_d$ ) con respecto a la deformación axial en una prueba consolidada no drenada. Das (2002) propone que la disminución en la presión de poro (con respecto a la presión atmosférica) que se presenta en arenas densas y arcillas sobreconsolidadas conforme aumenta la deformación axial se debe a la tendencia de este tipo de materiales a dilatarse.

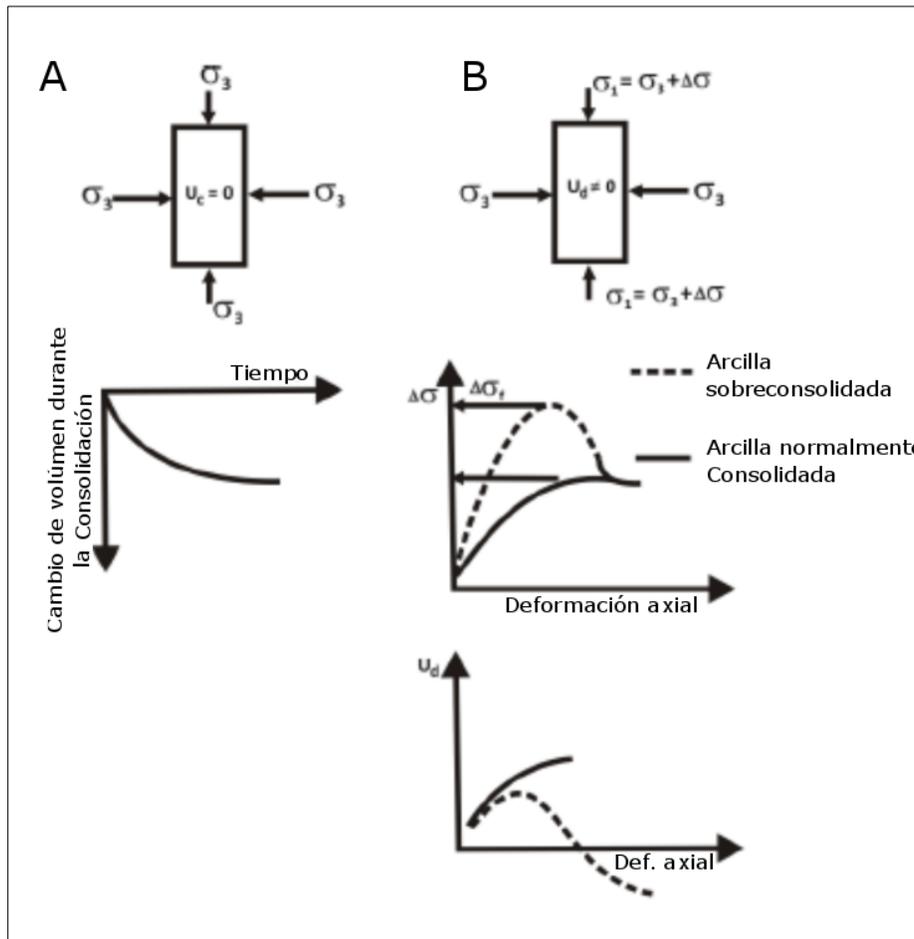


Figura 41. Etapa de consolidación y falla en una prueba triaxial tipo CU. A) Aplicación de la presión confinante B) Aplicación del esfuerzo desviador. Modificado de Lade (2016).

El comportamiento típico durante una prueba No drenada para arcillas normalmente consolidadas se caracteriza por la ausencia de valores pico de esfuerzos en el diagrama esfuerzo-deformación conforme aumenta la deformación (Fjaer *et al.*, 2008). Por su parte, para arcillas sobre consolidadas se espera un pico de esfuerzos en el diagrama esfuerzo-deformación y una disminución de volumen inicial de la muestra.

De acuerdo con Raymond (1997), el valor de la cohesión efectiva  $C'$  y del ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$ , pueden ser afectados por la relación que existe entre la presión de consolidación utilizada en el ensaye y la presión de pre consolidación in situ. Según el mismo autor, cuando la presión de consolidación excede en gran medida la presión de pre consolidación, el valor de la

cohesión  $C'$  por lo regular es cercano a cero, lo cual es característico de las arcillas remoldeadas normalmente consolidadas.

Los resultados obtenidos a partir de las pruebas no drenadas (en términos de esfuerzos totales) son utilizados para evaluar la estabilidad del material bajo cargas impuestas en el corto plazo; es decir, no se permite una liberación rápida de la presión de poro (p.e en arcillas). Por tanto, un análisis de esfuerzos totales en materiales sueltos con gravas y arenas no resulta práctico ya que estos materiales por lo regular permiten que el agua drene con relativa facilidad y no se desarrollan excesos significativos en las presiones de poro.

Durante la etapa de falla en una prueba CU, podría pensarse que todo el esfuerzo desviador es tomado por el agua en los intersticios a manera de presión neutral, sin embargo se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del material granular (Rico & Del Castillo, 2006). Según estos autores, no hay razón en principio para que el esfuerzo desviador sea tomado íntegramente por el agua de poro; tal como podría ocurrir en una prueba de consolidación en la cual la muestra se encuentra confinada lateralmente generando una distribución simple del esfuerzo desviador. Sin embargo, en una prueba triaxial la muestra puede deformarse tanto vertical como lateralmente, lo cual implica que la estructura del material granular asimila los esfuerzos por cizalla a manera de desplazamientos interparticulares adicionales al desarrollo de excesos en la presión de poro (Rico & Del Castillo, 2006).

### 3.2.3.3. *Pruebas No consolidadas-no drenadas (UU)*

Este tipo de prueba consta de una primera etapa de aplicación de esfuerzo confinante sin permitir el drenaje del espécimen. Luego de aplicado el esfuerzo confinante, se procede a la etapa de falla, durante la cual se aplica la carga sin permitir el drenaje hasta que la muestra falla por cizalla. Debido a que no se permite el drenaje y por ende no hay cambio de volumen en el espécimen saturado, se considera que  $\Delta V = 0$  y que hay un desarrollo de excesos en la presión de poro, es decir  $\Delta U \neq 0$ . Sin embargo por lo regular durante este tipo de ensaye no se mide la presión de poro y únicamente se obtienen los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos totales. Debido a que no se permite el drenaje durante ninguna de las etapas del ensaye triaxial, la prueba puede ser llevada a cabo rápidamente (Das, 2002).

La resistencia a la cizalla en condición No consolidada-No drenada (UU), es de utilidad en aquellas situaciones en las cuales se asume que las cargas son aplicadas tan rápidamente que no hay tiempo suficiente para que la presión de poro inducida se disipe y para que la consolidación ocurra durante el periodo de carga; es decir, no se permite el drenaje (norma ASTM D-2850, 2015).

### 3.2.4. *Ensaye triaxial Dinámico*

El equipo necesario para calcular la resistencia a la cizalla en condiciones cíclicas, es similar al equipo triaxial utilizado para realizar las pruebas triaxiales estáticas. Un espécimen de material granular de forma cilíndrica se cubre con una membrana impermeable y se introduce en la celda de carga donde se aplica un esfuerzo confinante. Las conexiones de drenaje que permiten el flujo de agua durante

la saturación, el mecanismo para llevar la muestra a consolidación y la medición de las presiones de poro durante la etapa de cizalla son similares.

La principal diferencia con el equipo estático convencional consiste en la aplicación de una carga axial variable de tipo sinusoidal posterior a las etapas de saturación y consolidación, por medio de un pistón conectado al cabezal. Dicho cabezal transmite la fuerza generada por una servo- válvula de tipo neumático a través de un cojinete de baja fricción (Figura 42). La prueba puede hacerse tanto en carga controlada como en deformación controlada, en muestras naturales o remoldeadas de grano fino o grueso.

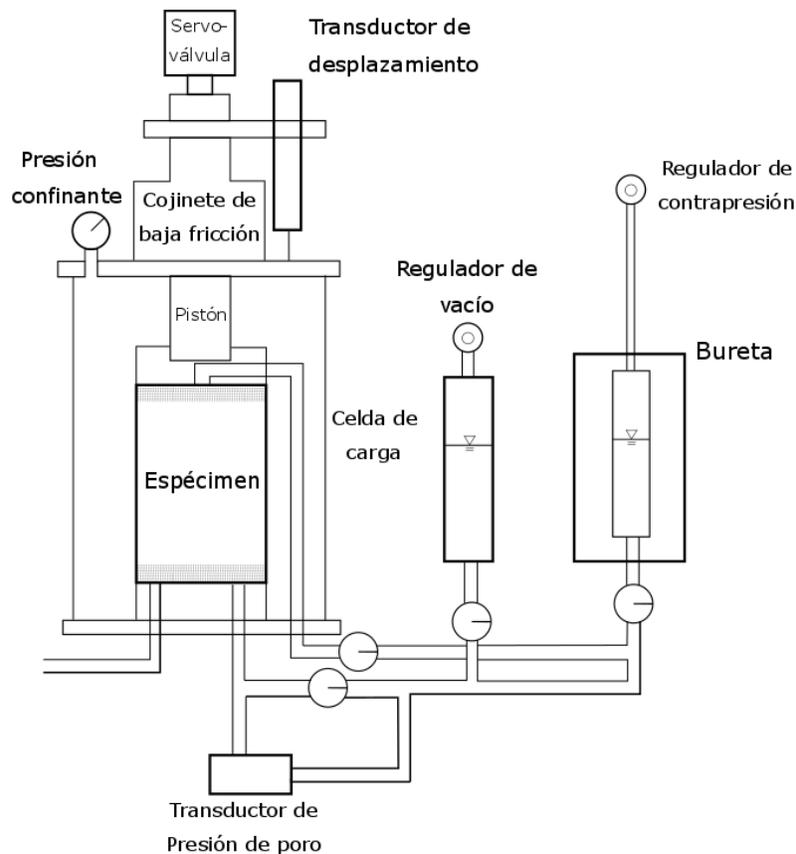
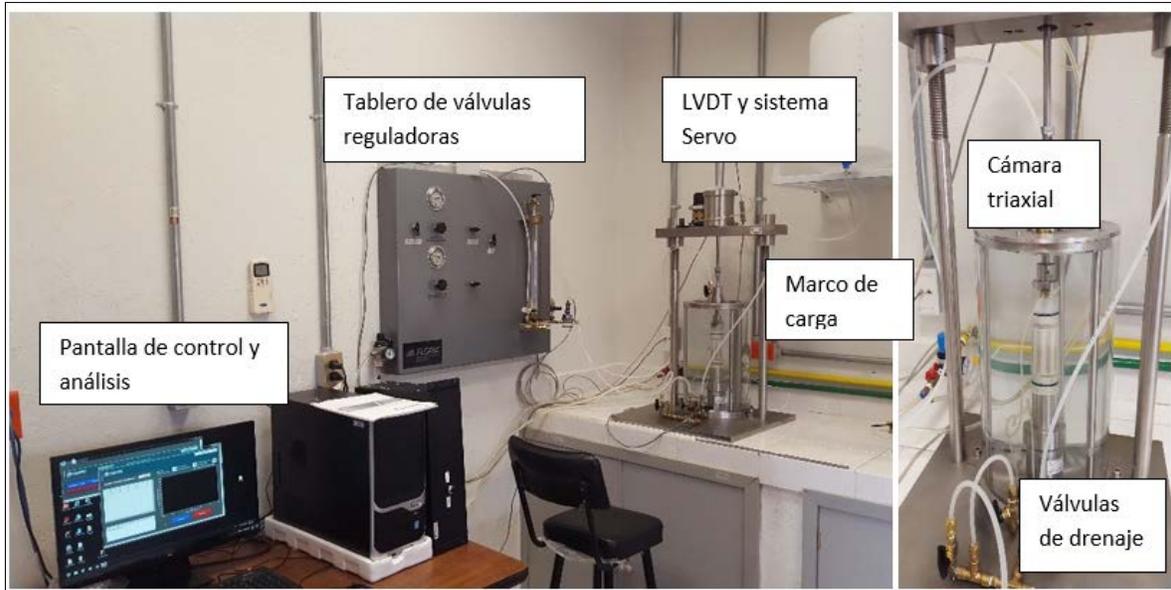


Figura 42. Diagrama esquemático de un equipo triaxial cíclico. Modificado de la norma técnica ASTM D-5311 (2011).

La carga cíclica, la deformación axial del espécimen, el desarrollo de exceso en la presión de poro al interior de la muestra y el cambio de volumen son monitoreados con respecto al tiempo por medio de transductores de carga, desplazamiento, presión intersticial y cambio de volumen, incorporados en el equipo. Para la obtención de las propiedades dinámicas de resistencia a la cizalla de los materiales granulares de Irapuato, se utilizó el equipo triaxial dinámico del Laboratorio de mecánica de Geosistemas (Centro de Geociencias UNAM, Juruquilla), el cual permite realizar ensayos en probetas de 3.5 cm de diámetro con carga o deformación controlada y la posibilidad de medir la variación volumétrica y los excesos en la presión de poro de manera automática (Figura 43).



*Figura 43. Equipo triaxial dinámico del Laboratorio de mecánica de Geosistemas LAMG. Centro de Geociencias UNAM, Juriquilla.*

Este tipo de prueba comúnmente se lleva a cabo en condiciones No drenadas, con el fin de aproximar las condiciones de campo que se presentan durante un terremoto u otra carga de tipo cíclico (norma ASTM D-5311, 2011). La carga cíclica comúnmente genera un incremento en la presión de poro al interior del espécimen, lo cual provoca una disminución en los esfuerzos efectivos y un incremento en la deformación axial (Roberts, 1977a).

La resistencia ante las cargas cíclicas que presenta un determinado tipo de material granular, dependen de factores tales como la densidad, la presión confinante, el esfuerzo por cizalla cíclico aplicado, la historia de esfuerzos, la estructura de los granos, la edad del depósito, el procedimiento para la preparación del espécimen; así como la frecuencia, uniformidad y forma de la onda cíclica utilizada en el ensaye (norma ASTM D-5311, 2011).

Para Rees (2014), dos aspectos principales diferencian la respuesta del material granular cuando es sometido a condiciones de carga tradicional estática y durante la aplicación de carga cíclica. Tales factores son la inversión en el sentido del esfuerzo aplicado y la tasa de velocidad a la cual es aplicada la carga. La inversión del esfuerzo aplicado a un elemento de material granular, se refiere a la oscilación entre el incremento y la disminución de los valores del esfuerzo desviador en el ciclo de carga y descarga.

En su trabajo con arenas saturadas sometidas a pruebas dinámicas triaxiales, Nash & Dixon en Roberts (1977b), observaron una disminución en la presión de poro con el incremento en la deformación para cargas axiales cada vez mayores hasta alcanzar la máxima resistencia del espécimen. Sin embargo se presentan colapsos parciales del material durante la carga, en cada uno de los cuales las presiones de poro se incrementan temporalmente como resultado de la transferencia de carga por parte de las partículas sólidas hacia los fluidos de poro. Los investigadores observaron, que durante el proceso de falla se presenta un cambio en la estructura del material lo cual permite que el espécimen presente una mayor resistencia a la carga axial aplicada hasta alcanzar un valor máximo de resistencia al corte.

Según Roberts (1977b), las arenas saturadas deleznales y los sedimentos limosos con baja cohesión pueden presentar licuefacción y convertirse en fluidos como resultado del incremento en la presión de poro durante el proceso de falla. Los materiales no cohesivos saturados y las arcillas son particularmente susceptibles a la pérdida gradual de resistencia y/o a la falla durante los sismos, debido a que las cargas cíclicas provocan esfuerzos y deformaciones equivalentes a las generadas durante la aplicación lenta y prolongada de cargas estáticas (Mitchell & Soga, 2005). Bajo la aplicación de una carga cíclica simétrica, un elemento de material granular es sometido a condiciones esfuerzo-deformación a manera de una curva de histéresis tal como puede apreciarse en la Figura 44A.

La Figura 44B muestra dos ejemplos de patrones de carga cíclica que pueden ser utilizados durante una prueba triaxial. En la gráfica, la carga en un solo sentido (One-way loading) se refiere a aquellos casos en los cuales el esfuerzo aplicado no cambia de signo (por ejemplo siempre permanece en compresión: signo negativo o en tensión: signo positivo). La carga-descarga (Two-way loading) implica que el esfuerzo aplicado cambia de signo, lo cual indica que la muestra está siendo sometida tanto a tensión como a compresión durante el ciclo de carga- descarga (Rees, 2014).

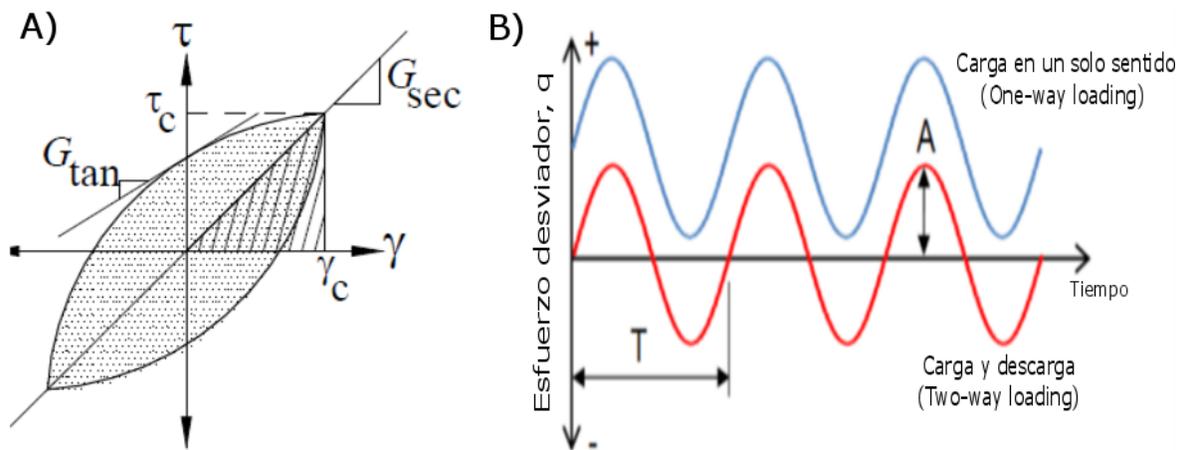


Figura 44. A) Curva de histéresis y módulos de rigidez tangente y secante durante un ciclo de carga. Tomado de Sanjay & Kanti (2007). B) Tipos de patrones que pueden ser aplicados durante la carga cíclica,  $T$  = periodo de carga y  $A$  = Semi-amplitud. Modificado de Rees (2014).

Según Roberts (1977b), una curva típica de carga cíclica para materiales granulares muestra por lo general, que tanto el límite de proporcionalidad como el módulo de deformación aumentan en cada ciclo sucesivo. No obstante, la cantidad de deformación permanente disminuye debido a que los intersticios del material se reducen conforme aumenta la compresión. Para los últimos ciclos de carga y descarga, la curva de histéresis puede cerrarse cada vez más (lo cual implica un rango de esfuerzos con un comportamiento elástico), o puede que los incrementos de deformación residual para cada ciclo alcancen un valor constante, etapa durante la cual se dice que el material ha pasado a comportarse de manera plástica (Atkinson, 1979).

La aplicación de cargas repetitivas o cíclicas sobre los materiales granulares puede deberse a fenómenos naturales y de origen antrópico tales como terremotos, olas, viento, tráfico vehicular y maquinaria recíproca (Mitchell & Soga, 2005). Para (Hyodo et al., 1994), durante un terremoto las arcillas suelen ser consideradas materiales estables en comparación con las arenas. No obstante,

durante el terremoto de 1985 en la Ciudad de México (Seed et al., 1987; Mendoza et al., 1988 en Hyodo et al., 1994), se presentaron grandes deformaciones y colapsos en materiales predominantemente arcillosos.

La resistencia ante las cargas cíclicas de un material granular se evalúa con respecto al desarrollo de la deformación axial, la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado, el número de ciclos, el desarrollo de excesos en la presión de poro (Figura 45) y el estado de esfuerzos efectivo (norma ASTM D-5311, 2011). Según Roberts (1977b), el colapso de un material puede ocurrir después de repetitivos ciclos de carga y descarga a un nivel de esfuerzos menor que el nivel de esfuerzos que resiste el mismo material bajo carga estática. De acuerdo con Mitchell & Soga (2005), la respuesta de las arenas saturadas sometidas a condiciones de carga cíclica no drenada, depende de la densidad, la presión de confinamiento y la estructura del material.

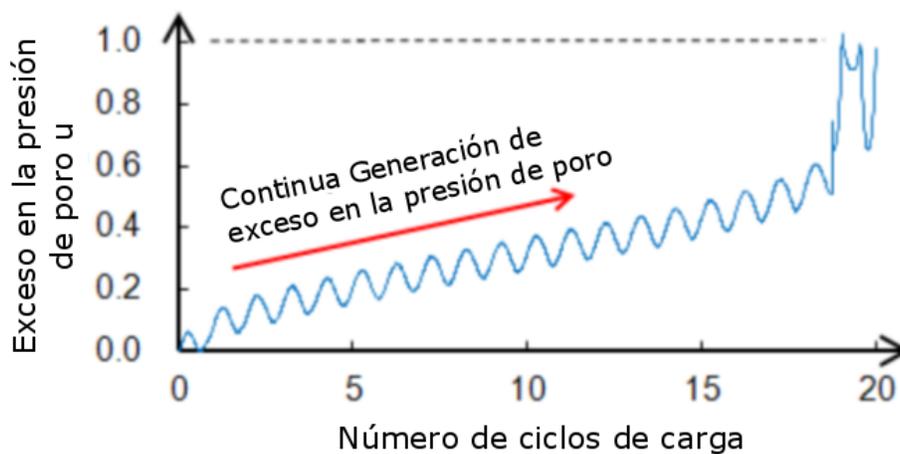


Figura 45 .Desarrollo de excesos en la presión de poro durante un ensaye por carga cíclica No drenada en un espécimen de material granular. Obsérvese el incremento en la presión de poro al interior del espécimen conforme aumenta el número de ciclos y por ende la acumulación de deformación plástica. Tomado de Rees (2014).

Tal como se mencionó anteriormente, durante la aplicación de carga cíclica la relación entre el esfuerzo y la deformación es de tipo histéretico, lo cual indica la absorción de energía o amortiguamiento durante cada ciclo completo de inversión de esfuerzos (Mitchell & Soga, 2005). Según el mismo autor, la degradación en la curva de rigidez de los materiales granulares, se ve influenciada por muchos factores, dentro de los cuales se tiene el estado de esfuerzos, la trayectoria de esfuerzos, el tipo de suelo y la estructura del suelo.

Las dos propiedades en las cuales se enfoca el análisis de las pruebas triaxiales dinámicas llevadas a cabo en el presente estudio, son la degradación del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento, relacionadas con la deformación por cizalla generada por la carga cíclica.

### **Deformación cíclica por cizalla**

La deformación por cizalla debida a la acción de la carga cíclica en materiales granulares se define como:

$$\gamma = (1 + \mu)\varepsilon \quad [3.6]$$

Donde  $\mu$  es la relación de Poisson que toma un valor teórico de 0.4 para arenas secas y 0.5 para arenas saturadas (RaviShankar et. al., 2005; Sanjay & Kanti, 2007).  $\varepsilon$ : Representa la deformación axial expresada como la relación entre la variación de la longitud del espécimen con respecto a su longitud inicial.

### **Módulo de rigidez**

La inclinación de la curva de histéresis depende de la rigidez del material, la cual puede ser descrita en cualquier punto durante el proceso de carga a partir del valor del módulo tangente de cizalla  $G_{tan}$  (Sanjay & Kanti, 2007). El módulo tangente varía a través del ciclo de carga, pero su valor medio para describir la inclinación general de la curva de histéresis puede aproximarse mediante el cálculo del módulo de cizalla secante:

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad [3.7]$$

Donde  $\tau_c$  y  $\gamma_c$  son el esfuerzo de cizalla y las amplitudes de deformación por cizalla (deformación angular), respectivamente.

### **Relación de amortiguamiento.**

La amplitud de la curva de histéresis está relacionada con el área de la misma (véase Figura 44), la cual resulta ser una medida de la disipación de la energía (Sanjay & Kanti, 2007). Esta característica puede ser descrita mediante la relación de amortiguamiento:

$$\lambda = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{curva}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad [3.8]$$

Donde  $W_D$ ,  $W_S$ ,  $A_{curva}$ ,  $G_{sec}$  y  $\gamma_c$ , representan la cantidad de energía disipada, la máxima energía de deformación, el área de la curva de histéresis, el módulo secante de cizalla y la amplitud de la deformación por cizalla, respectivamente.

Según Mitchell & Soga (2005), la respuesta in situ de los materiales a las cargas cíclicas impuestas por un sismo, se ve influenciada por la degradación de su rigidez y las características de amortiguamiento asociadas a niveles de deformación relativamente pequeños. Según el mismo autor, los parámetros de deformación para estos pequeños niveles de deformación, por lo general no pueden ser determinados con precisión a partir de las pruebas triaxiales convencionales. El rango de deformaciones inducidas en la prueba triaxial dinámica o cíclica difiere del alcanzado en pruebas tales como la columna resonante y los pulsos ultrasónicos, y por tanto en las propiedades dinámicas que pueden estimarse (Tabla 1).

Tabla 1. Propiedades dinámicas estimadas obtenidas a partir de diferentes pruebas de laboratorio. Tomado de Solís (2017).

Prueba		Propiedades dinámicas estimadas
Laboratorio	Pulsos ultrasónicos	$G_{m\acute{a}x}$
	Columna resonante	$G$ y $\lambda$
	Vibración torsional libre	$G$ y $\lambda$
	Triaxial cíclica	$G$ , $\lambda$ y ciclos de histéresis
	Corte simple cíclico	$G$ , $\lambda$ y ciclos de histéresis
	Columna torsionante	$G$ , $\lambda$

Por ejemplo la columna resonante permite determinar el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento a pequeñas deformaciones angulares de inclusive  $10^{-2}\%$ , mientras las pruebas cíclicas permiten obtener la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y el incremento de la relación de amortiguamiento, para deformaciones angulares de medianas a grandes ( $10^{-2}$  a 5%) (Solís, 2017).

El comportamiento de los sedimentos no cohesivos, bajo cargas cíclicas, en condiciones drenadas; se caracteriza por una densificación de la muestra, debida a la disrupción de la estructura inicial debida a la aplicación repetitiva de deformación por cizalla. Posteriormente, el material tiende a adquirir un empaquetamiento más eficiente por el reposicionamiento de las partículas sólidas (Mitchell & Soga, 2005). Para el mismo autor, cuando los materiales saturados son sometidos a ciclos repetitivos de carga con esfuerzos de cizalla de magnitud suficiente, su estructura comienza a romperse y parte del esfuerzo confinante es transferido al agua de poro con una reducción asociada de los esfuerzos efectivos y la resistencia.

#### 4. Marco geológico para el caso de estudio

Los materiales utilizados en el presente estudio fueron obtenidos a partir de muestras inalteradas de un sondeo geotécnico recuperadas en el sureste de la Ciudad de Irapuato, Guanajuato, México. Las características físicas de las muestras inalteradas recuperadas del sondeo geotécnico fueron reportadas por Martínez (2016).

La región del Valle de Irapuato se localiza en la Faja Volcánica Transmexicana (FVTM), un arco volcánico continental de edad Mioceno-Cuaternario de composición principalmente andesítica (Nierto et al., 2012), de 1000 Km de longitud y 20 a 150 Km de ancho con una orientación general E-W (Cerca et al., 2000). La Ciudad de Irapuato se ubica al Occidente de la Sierra de Guanajuato, que corresponde a la zona de transición entre la Faja Volcánica Transmexicana y la Sierra Madre Occidental (Figura 46) una provincia volcánica caracterizada por la presencia de voluminosas ignimbritas silíceas del Paleógeno (Aguirre et al., 2014).

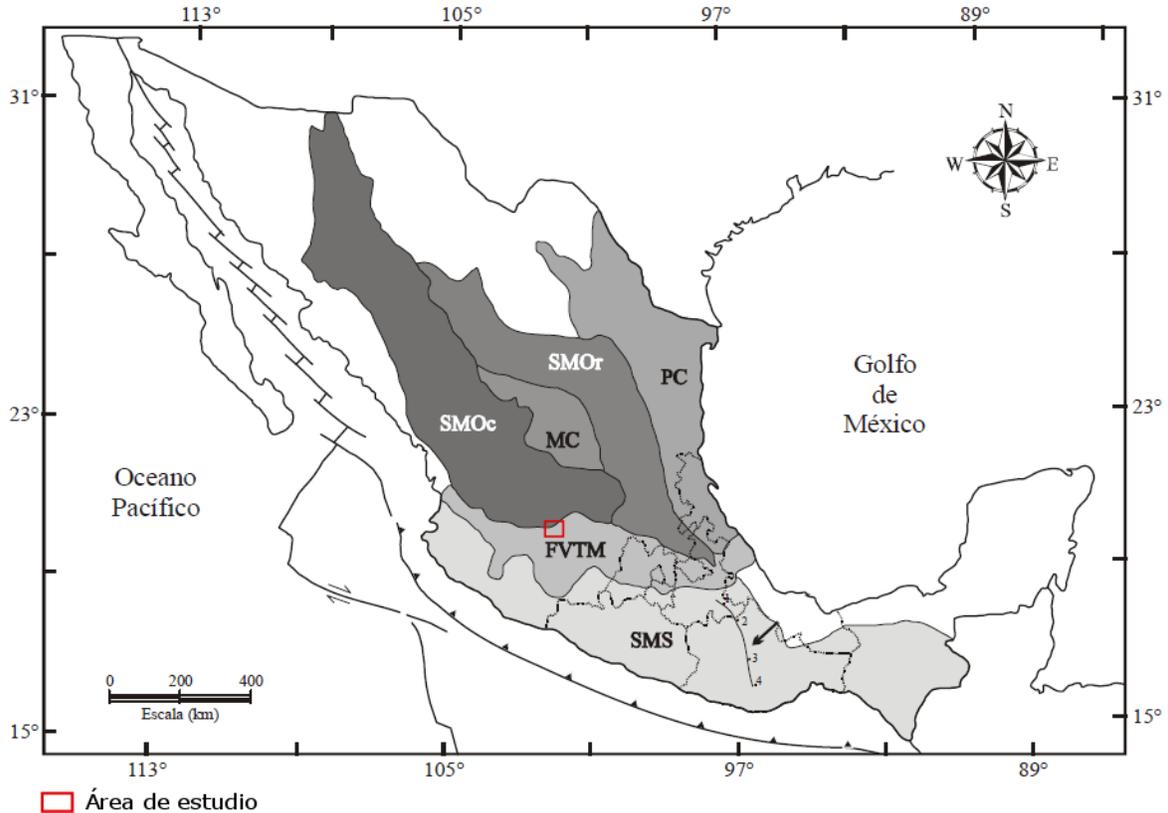


Figura 46. Mapa de provincias fisiográficas de México (Modificado de Dávalos, 2006). SMOc: Sierra Madre Occidental; MC: Mesa Central; SMOr: Sierra Madre Oriental; PC: Planicie Costera; FVTM: Faja Volcánica Transmexicana; SMS: Sierra Madre del Sur. 1: Tehuacán; 2: Teotitlán; 3: Oaxaca; 4: Miahuatlán.

Estratigráficamente las rocas mesozoicas se encuentran cubiertas en discordancia angular por rocas Cenozoicas de tipo volcánico. El conglomerado de Guanajuato representa los sedimentos paleógenos continentales (Ramos et al., 2007) con presencia hacia la base de flujos de lava andesíticos intercalados con capas de conglomerado. Se estima una edad Eoceno para esta formación (Puy et al., 2014).

La formación Losero yace sobre el Conglomerado de Guanajuato e incorpora rocas volcanoclásticas con intercalaciones de arenas finas (Pérez et al., 1996). Por encima de la Formación Losero se encuentran depósitos volcánicos con un espesor de aproximadamente 400 metros conocidos como Riolita Bufo (Cerca et al., 2000), compuesta por tobas, brechas riolíticas y flujos volcánicos de edad Oligoceno (Nieto et al., 2015). La Formación Calderones constituye una secuencia de depósitos piroclásticos y epiclásticos que incluye ignimbritas, tobas, conglomerados y areniscas, en una secuencia que infrayace al flujo andesítico de lava de la Formación El Cedro, la cual aflora en muchas localidades a manera de derrames de lava basálticos o andesíticos principalmente (Cerca et al., 2000).

El valle de Irapuato se encuentra relleno con sedimentos aluviales que cubren formaciones antiguas de rocas ígneas (Figura 47). El relieve en la región se caracteriza por presentar elevaciones máximas

entre los 2600 y 2800 msnm al noreste de Irapuato en los picos de las formaciones montañosas de la Sierra de Guanajuato (Figura 48).



*Figura 47. Geomorfología del Valle de Irapuato. Fotografía tomada en dirección E desde el Cerro Arandas al NW de la Ciudad. La zona montañosa en el horizonte corresponde al límite occidental de la Sierra de Guanajuato.*

El rasgo geomorfológico predominante en cercanías al área de estudio corresponde al Cerro Arandas y pequeñas elevaciones montañosas al norte del área de estudio en el sector del Copalillo. La mayor cantidad de ríos drenan desde la región suroeste de la Sierra de Guanajuato, cuyas corrientes llevan la carga de sedimentos en dirección al Valle de Irapuato. En relación con la distribución, dirección y densidad de los patrones de drenaje, podría decirse que la mayor parte de los sedimentos transportados por las corrientes hídricas, proviene de las áreas ubicadas al Norte y Noreste del área de estudio.

Los procesos geológicos que dieron origen al material de relleno del Valle de Irapuato han formado capas de materiales arcillosos, como los depósitos de arcillas dejados por la desecación del lago Eraitzicutzio a principios de 1800 (Castillo & Aguirre, 2010). Los meandros de los ríos Guanajuato y Silao crearon una distribución irregular de los sedimentos finos (Castillo & Aguirre, 2010).

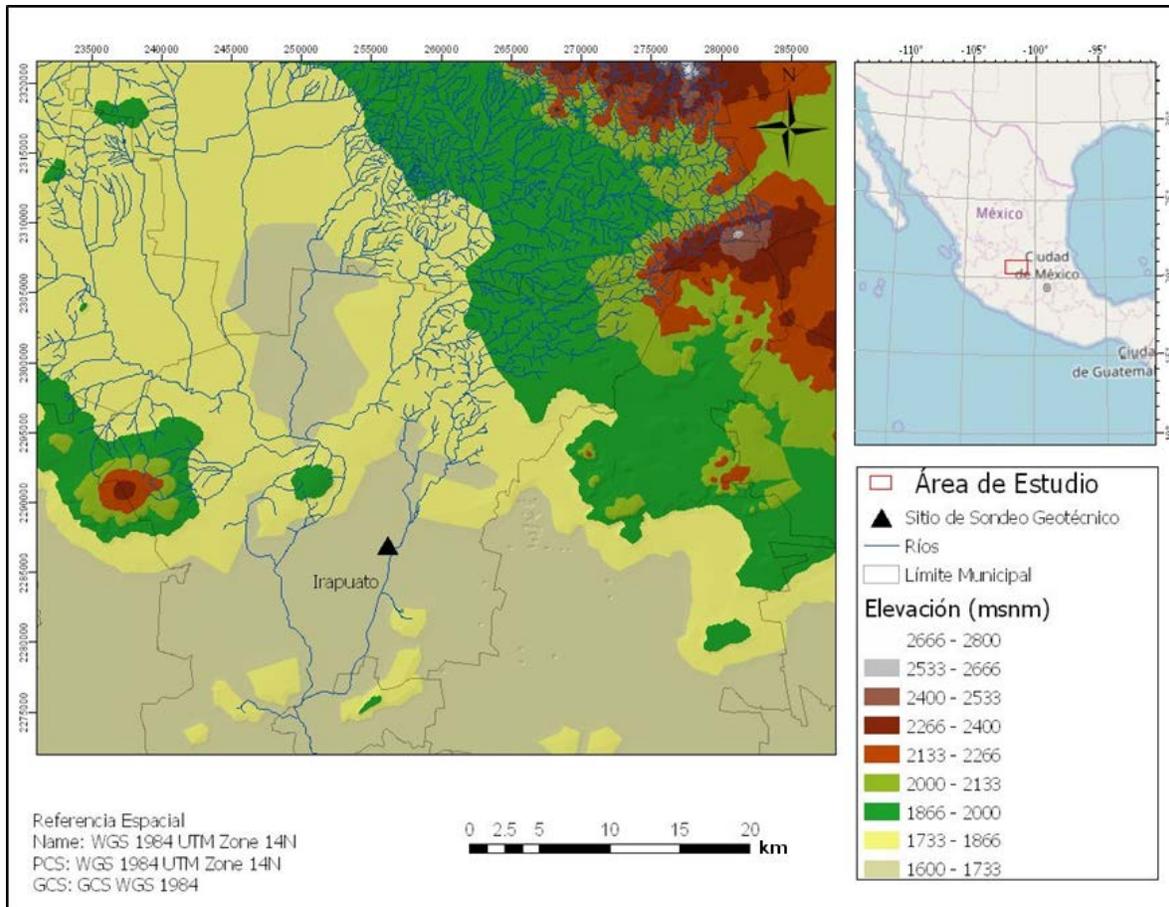


Figura 48. Relieve del área de estudio. Las mayores elevaciones topográficas de aporte de sedimentos, se ubican hacia el noreste y norte del Valle de Irapuato. Se observa la mayor densidad de los patrones de drenaje en dirección NE y la ubicación del punto de muestreo (triángulo negro) ubicado en la planicie lacustre.

La falla del Bajío es una de las fallas principales del centro de México y representa el rasgo estructural predominante a lo largo del frente SW de la Sierra de Guanajuato. Este alineamiento marca el límite norte de la depresión de El Bajío (Puy *et al.*, 2014) y limita las provincias de la Mesa Central y la FVTM (Nieto *et al.*, 2005). En la región de Irapuato las fallas y el patrón de fracturamiento presentan una dirección preferencial SW-NE. La orientación y distribución de estas estructuras es controlada por la geometría de los depósitos de sedimentos finos (principalmente arcillas y limos aluviales/lacustres) asociada a un proceso de subsidencia debido a la extracción excesiva de agua subterránea (Castillo & Aguirre, 2010).

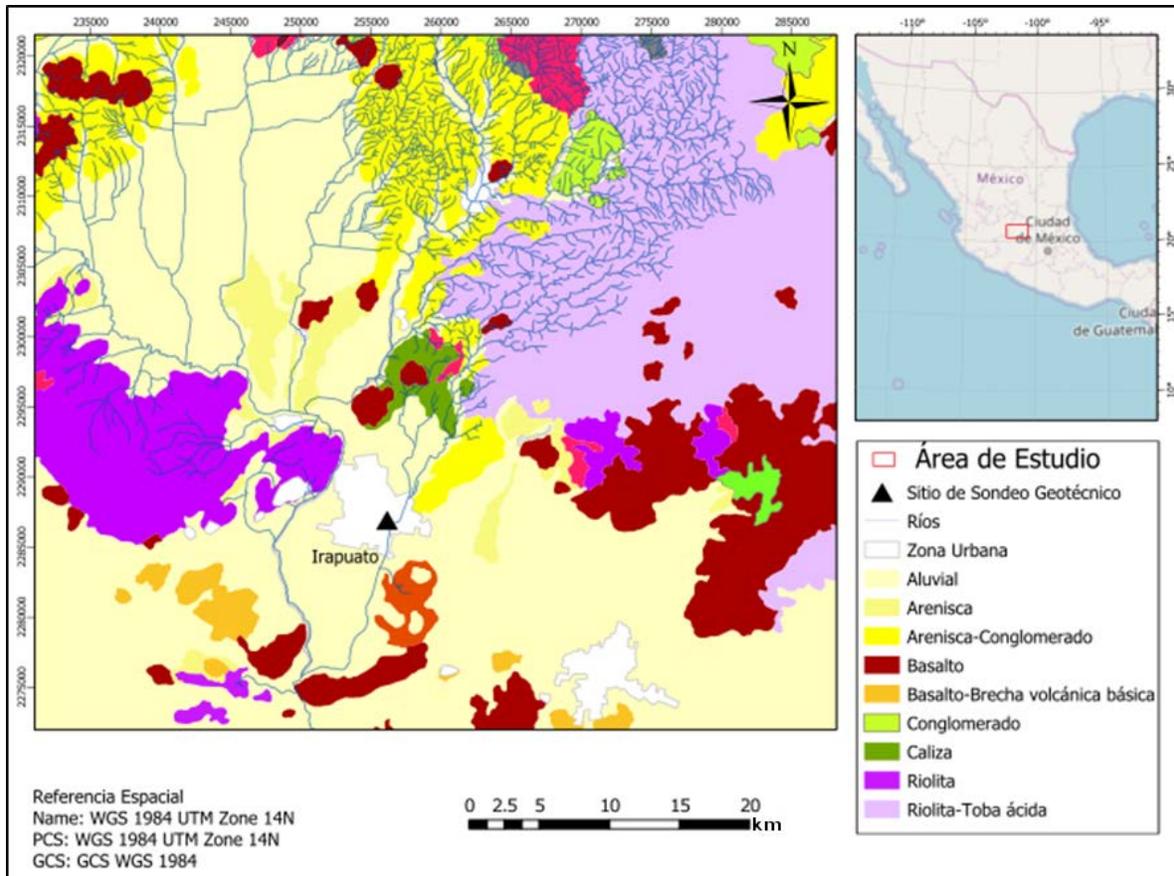


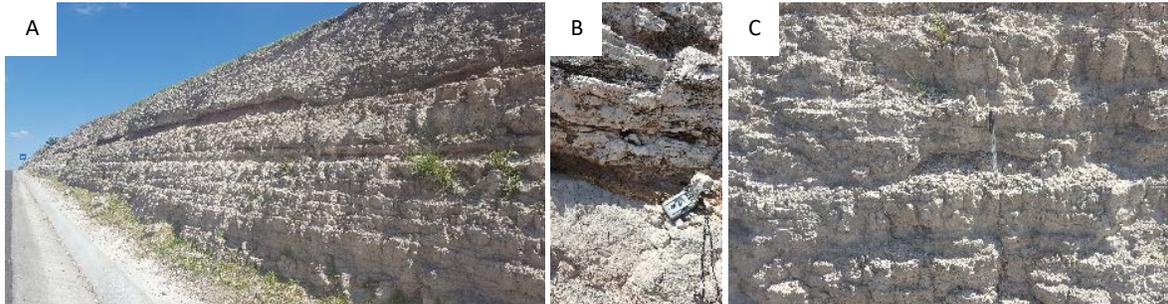
Figura 49. Geología de la zona de Irapuato y alrededores. Modificado de Castillo & Aguirre, 2010

La zona de la Ciudad en la cual se realizó el sondeo geotécnico se encuentra fuertemente afectada por el fenómeno de subsidencia, asociada a lineamientos de falla que afectan las construcciones ubicadas principalmente en el centro y SE de la ciudad. El hundimiento diferencial en algunos sectores llega a rebasar los 160 cm (Figura 50).



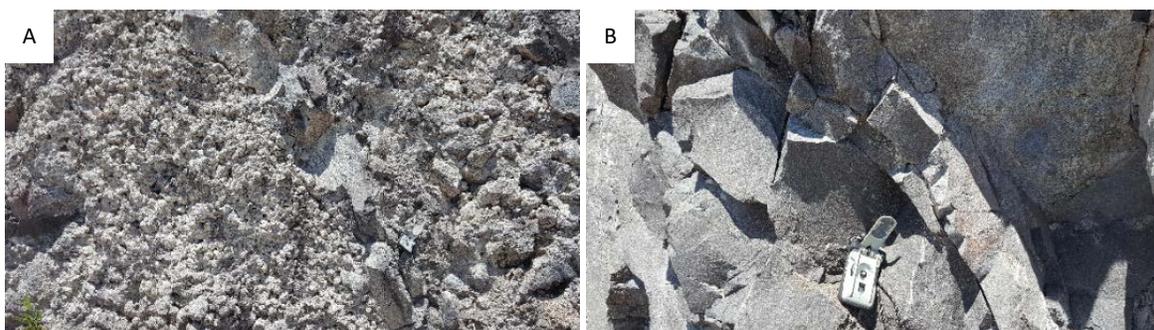
Figura 50. Fenómeno de subsidencia en el área de estudio, Centro Sur de la Ciudad de Irapuato. A) Hundimiento diferencial de aproximadamente 1.60 metros. B) Intensidad del daño a las edificaciones en el área de influencia de las fallas. C) En la imagen puede apreciarse la magnitud de las componentes de desplazamiento lateral y vertical debidas al proceso de subsidencia.

A partir del reconocimiento geológico de unidades aflorantes en los alrededores del área de estudio se identificó la presencia de rocas volcánicas de composición predominantemente básica, mientras que las rocas de tipo sedimentario están representadas principalmente por conglomerados, areniscas de grano fino e intercalaciones de capas de limos y arcillas. Las capas de arcilla presentan una coloración café oscura mientras que las capas de arenisca presentan en su mayoría una coloración grisácea y amarilla tenue en capas uniformes de aproximadamente 15 cm - 50 cm de espesor (Figura 51).



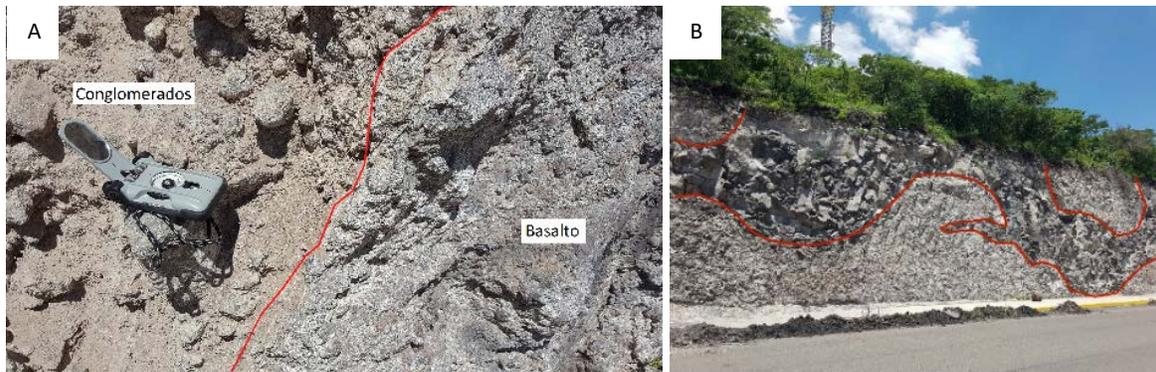
*Figura 51. A) Formaciones de arenisca de grano fino intercaladas con limos y arcillas. B) Capas de arcillolitas de color café intercaladas con capas de limo y arena. C) Las capas de materiales granulares poseen espesores relativamente reducidos pero grandes extensiones laterales. Ubicación: Vía Irapuato-Guanajuato NW del área de estudio.*

El cerro Arandas ubicado al NW de la Ciudad de Irapuato, es el rasgo geomorfológico más sobresaliente en cercanías a Irapuato. Los afloramientos muestran rocas volcánicas de composición básica (basaltos) en discordancia angular con depósitos de conglomerados en los cuales los fragmentos líticos subredondeados tamaño canto y bloque, se encuentran embebidos en una matriz de arenas y arcilla muy alterados (Figura 52A). Los derrames de basaltos no presentan mayor alteración y en la mayor parte del afloramiento la roca se encuentra relativamente fresca a pesar del fracturamiento (Figura 52B).



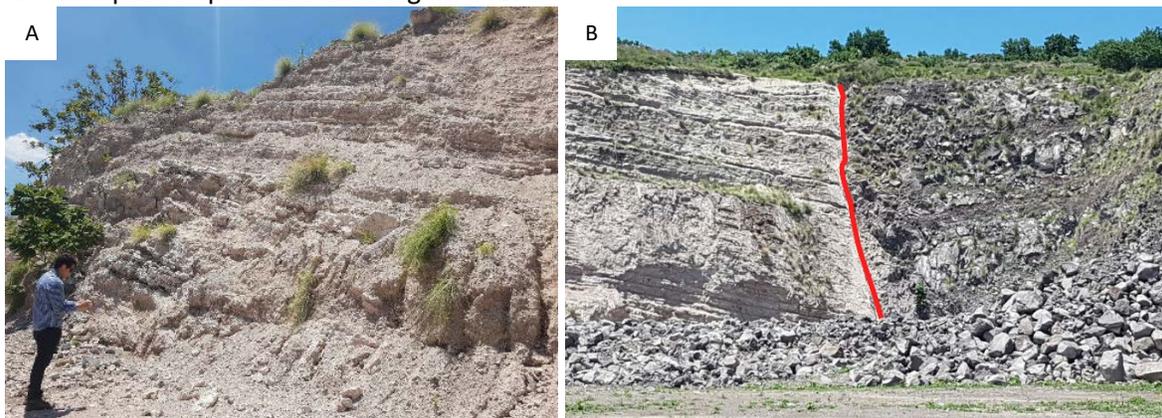
*Figura 52. A) Rocas sedimentarias de grano grueso, conglomerados y arenas muy intemperizadas. B) Presencia de basaltos altamente fracturados con bajos a moderados grados de alteración. Ubicación: Cerro Arandas NW de Irapuato.*

Los derrames de basalto se encuentran cubiertos en algunos sectores por depósitos de conglomerados más jóvenes Figura 53A. Parece ser que los derrames de basalto rellenan la paleotopografía definida por las capas de rocas sedimentarias antiguas y además se presentan como diques que cortan la incipiente estratificación de las capas de conglomerado (Figura 53B).



*Figura 53. A) Presencia de conglomerados cubriendo parcialmente las formaciones de basalto. B) Relaciones de corte entre los basaltos y las rocas sedimentarias detríticas más antiguas. Ubicación: Cerro Arandas NW de Irapuato.*

La relación de corte entre los derrames basálticos y las secuencias sedimentarias fueron también identificadas al Norte del área de estudio en el sector del Copalillo. En este sector las capas de areniscas, limolitas y arcillas (Figura 54A) son abruptamente cortadas por diques basálticos masivos tal como puede apreciarse en la Figura 54B.



*Figura 54. A) Capas de arenisca, limolitas, arcilla y delgados depósitos piroclásticos de caída. B) Dique basáltico cortando las secuencias sedimentarias de grano fino. Ubicación: Sector del Copalillo al Norte de Irapuato.*

En esta área se desarrollan actividades extractivas de materiales para la construcción, principalmente basalto, tezontle y tepetate, estos últimos asociados a la presencia de cantidades significativas de depósitos no consolidados de piroclastos. Los afloramientos en esta área se caracterizan por la presencia masiva de basaltos en contacto con areniscas de grano fino y delgadas capas de piroclastos intercaladas con las capas de areniscas.

## 5. Desarrollo experimental y resultados

### 5.1. Metodología propuesta

Para este estudio se estableció una metodología experimental (Figura 55) que incluye la selección de materiales granulares a partir de muestras intactas, extraídas mediante un sondeo geotécnico llevado a cabo en la Ciudad de Irapuato. Los materiales recuperados fueron caracterizados de manera visual y al tacto, con el fin de evaluar de manera preliminar sus características texturales. Hecho esto, fue posible elaborar un perfil estratigráfico de la secuencia aluvial. A partir del análisis del perfil estratigráfico propuesto, fueron seleccionados tres intervalos de profundidad (predominantemente arenosos), de los cuales se obtuvieron muestras representativas. Para cada uno de los materiales seleccionados, se llevó a cabo un análisis de sus propiedades físicas principales y distribución granulométrica. Posteriormente, se determinaron las variaciones en la forma, distribución y mineralogía de las partículas de arena que componen los sedimentos seleccionados, mediante el uso de microscopio convencional y con luz polarizada. A partir de los materiales granulares seleccionados, se elaboraron especímenes cilíndricos remoldeados, utilizados para la determinación de la resistencia a la cizalla en condiciones de compresión triaxial estática y dinámica por carga controlada del tipo Consolidado No drenado (CU).

La clasificación y ensaye de los materiales, fue llevada a cabo de acuerdo a normas internacionales vigentes, entre ellas las normas: ASTM D-2216, Métodos de ensaye para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelos y rocas por peso; ASTM D-854, Métodos de ensaye para obtener la gravedad específica de los sólidos de suelo mediante el uso de picnómetro; ASTM D-422, Métodos de ensaye para el análisis de tamaño de partícula de suelos; ASTM D-4767, Métodos de ensaye para pruebas de compresión triaxial Consolidada-No drenada en suelos cohesivos; ASTM D-3999, Métodos de ensaye para la determinación del módulo de rigidez y propiedades de amortiguamiento de suelos mediante el uso del aparato triaxial cíclico.



Figura 55. Metodología experimental propuesta para la determinación de la Resistencia a la cizalla en especímenes remoldeados elaborados con los materiales granulares de una secuencia de sedimentos aluviales de Irapuato.

A continuación se detalla el procedimiento experimental llevado a cabo y los resultados obtenidos a partir de la caracterización de las propiedades físicas y de las propiedades mecánicas de la resistencia a la cizalla para los materiales granulares de Irapuato.

### 5.1.1. Selección de materiales

La selección de las muestras de tubo Shelby y Muestra Total Alterada MTA utilizadas para el estudio de los sedimentos aluviales de Irapuato, se basó en la descripción granulométrica de los materiales a diferentes profundidades de muestreo (Figura 56).



Figura 56. Muestras típicas del sondeo de Irapuato extraídas de tubo Shelby. Cada muestra fue caracterizada texturalmente con el fin de identificar la variabilidad granulométrica en profundidad. A) Graduación textural de la muestra 7.20-7.45 m debido a la presencia de arcillas hacia el techo y cambio gradual hacia arenas y limos en la base. B) Textura limo arenosa predominante de la muestra 10.68-10.83 m. C) Material areno arcilloso perteneciente al intervalo de profundidad 15.40-15.60 m.

A continuación se presenta la descripción general de las características granulométricas y texturales de las muestras analizadas:

**Intervalo 7.12-7.20 metros:** Material arcillo limoso de color negro con presencia de lentes de arena media-gruesa y líticas esporádicas sub-angulares de hasta 0.5 cm de diámetro.

**Intervalo 7.20-7.32 m:** Material areno limoso de color café con presencia de grandes lentes de arena media-gruesa y zonas con contenidos de arcilla negra. Líticas angulares de hasta 1.5 cm de diámetro.

**Intervalo 7.32-7.39 m:** Material arcillo limoso de color café.

**Intervalo 7.39-7.45 m:** Material arenoso de color amarillo claro con presencia de arenas gruesas-muy gruesas y lentes de arcilla negra. Disminución en el contenido y tamaño de líticas.

**Intervalo 7.45-8.15 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 8.15-8.35 m:** Material areno arcilloso de color negro con un contenido de arena muy fina a gruesa. Presencia de líticas angulares-subangulares de hasta 0.7 cm de diámetro.

**Intervalo 8.35-8.40 m:** Material arenoso, contenido de arena fina-muy gruesa. Gran cantidad de líticas de 0.7-1.0 cm de largo angulares a subangulares.

**Intervalo 8.40-8.60 m:** Material limo arenoso café rojizo, se da una disminución en el contenido de arena, arena fina-media, presencia de líticas esporádicas.

**Intervalo 8.60-9.50 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 9.50-9.80 m:** Material limo arenoso de color café con algún contenido de arcilla. Arcilla negra, presencia de arena media-muy gruesa y líticas angulares-subangulares de hasta 2 cm de largo.

**Intervalo 9.80-10.33 m:** Material limo arcilloso color café rojizo, arcilla negra y limo café claro intercalados, algún contenido de arena muy fina-gruesa y líticas angulares de hasta 4.5 cm de largo. Hacia la base contenido de arena fina-gruesa, presencia de líticas esporádicas angulares a subangulares desde 0.3 a 0.5 cm de diámetro.

**Intervalo 10.33-10.39 m:** Material limo arenoso de color café, aumento en el contenido de arena, arena media-gruesa y una mayor cantidad de líticos angulares a subangulares de hasta 1 cm de diámetro.

**Intervalo 10.39-10.60 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 10.60-10.75 m:** Material limo arenoso grisáceo con presencia de un gran lente de arena fina bien seleccionada y líticos angulares a subangulares de hasta 0.7 cm de largo.

**Intervalo 10.75-10.83 m:** Material areno arcilloso,

**Intervalo 10.83-11.74 m:** Material arcillo limoso de color café con contenido de arena media a gruesa y líticos angulares de hasta 0.5 cm de diámetro.

**Intervalo 11.74-11.90 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 11.90-12.12 m:** Material limo arenoso de color café con contenido de arena fina-gruesa y presencia de lentes de arena fina-media y líticos de hasta 2 cm de largo.

**Intervalo 12.12-12.60 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 12.60-12.88 m:** Material arcillo arenoso de color café con contenido de arena fina-gruesa y líticos esporádicos angulares-subangulares de hasta 0.7 cm de diámetro.

**Intervalo 12.88-13.00 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 13.00-13.50 m:** Material limo arcilloso de color café con presencia de algún contenido de arena de color oscuro media a muy gruesa y líticos angulares a sub angulares de composición máfica (basaltos) de hasta 0.5 cm de diámetro.

**Intervalo 13.50-13.57 m:** Material arcillo limoso de color negro con algún contenido de arena fina-media y líticos angulares de hasta 0.7 cm de diámetro.

**Intervalo 13.57-13.65 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 13.65-13.82 m:** Material arcillo limoso de color café claro con presencia de algún contenido de arena muy fina a muy gruesa en lentes.

**Intervalo 13.82-13.89 m:** Material arcilloso de color negro.

**Intervalo 13.89-14.04 m:** Material limo arenoso amarillo claro, contenido de arena muy fina y algún contenido de arcilla.

**Intervalo 14.04-15.22 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 15.22-15.30 m:** Material arcillo limoso de color café claro con algún contenido de arena media-gruesa y líticos subangulares de hasta 2 cm de diámetro.

**Intervalo 15.30-15.40 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 15.40-15.60 m:** Material areno arcilloso de color café, arena media-gruesa y líticos esporádicos subangulares de hasta 0.5 cm de diámetro.

**Intervalo 15.60-16.25 m:** Pérdida de material

**Intervalo 16.25-16.50 m:** Material arcilloso de color café, arcilla negra y presencia de líticos angulares a subangulares de hasta 1.6 cm de largo.

**Intervalo 16.50-16.80 m:** Material arcillo limoso de color café, arcilla negra, presencia de arena fina-muy gruesa y líticos angulares a subangulares de hasta 3 cm de largo.

**Intervalo 16.80-16.85 m:** Pérdida de material.

**Intervalo 16.85-16.90 m:** Material arcillo limoso, arcilla de color negro y limos de color café.

**Intervalo 16.90-17.00 m:** Material limo arenoso café, arena fina-gruesa, algún contenido de arcilla negra y presencia de líticos subangulares de hasta 0.7 cm de diámetro.

La descripción preliminar para cada uno de los intervalos de profundidad, permitió elaborar el perfil estratigráfico de la Figura 57, a partir del cual se definieron 5 ciclos de depósito y 3 capas con un tipo de granulometría predominante. Un ciclo de depósito, para los propósitos del presente estudio, presenta características texturales que indican variaciones en la energía, del medio de transporte y

en algunos casos variaciones locales en las condiciones físico-químicas del ambiente de depósito. Por su parte, una capa representa un intervalo de profundidad, en el cual predomina determinado tipo de granulometría, revelando condiciones de energía homogéneas que lo distinguen de otras capas adyacentes.

Los sedimentos granulares de la secuencia estudiada se componen de partículas heterogéneas en cuanto a tamaño de grano y composición, variando desde el tamaño arcilla hasta la grava. Se encontraron fragmentos líticos de origen ígneo extrusivo de composición básica e intermedia a ácida, además de fragmentos de rocas sedimentarias de tipo detrítico y químico (fragmentos de caliza).

***Descripción de los ciclos de depósito y las capas de material granular definidos en el presente estudio para el intervalo entre los 7.12 metros y los 17.00 metros de profundidad:***

***Ciclo 1*** (7.12-7.45 m): Aumento local de la energía de la corriente, se pasa de un ambiente en condiciones reductoras a un ambiente de condiciones oxidantes.

***Ciclo 2*** (8.15-8.60 m): Disminución local de energía, ambiente oxidante.

***Capa Limo arenosa*** (9.50-10.75 m): Capa predominantemente limo arenosa en condiciones de energía relativamente estables. Incremento hacia la base de las condiciones oxidantes de depósito.

***Ciclo 3*** (10.75-12.12 m): Disminución de energía hacia el tope y aumento local de energía hacia la base de la capa.

***Capa Arcillosa*** (12.60-13.89 m): Disminución gradual de energía de tope a base y aumento en las condiciones reductoras del ambiente de depósito.

***Capa Limo arenosa*** (13.89-14.04 m): Condiciones de energía estables con condiciones oxidantes para el ambiente de depósito.

***Ciclo 4*** (15.22-15.60 m): Aumento gradual de energía hacia la base hacia unas condiciones ligeramente más reductoras en el ambiente de depósito.

***Ciclo 5*** (16.25-17.00 m): Disminución de energía hacia el tope seguida de un aumento de energía hacia la base donde predominan condiciones oxidantes para el ambiente de depósito.

Como resultado de la variabilidad de la corriente fluvial y en las condiciones *redox* del ambiente de depósito, los sedimentos de Irapuato presentan granulometrías heterogéneas y partículas con propiedades físicas y químicas variables, dependiendo de la composición predominante de las rocas del área fuente y de la exposición de los granos minerales y líticos ante los agentes atmosféricos durante el transporte y depósito. La relación entre la fracción arcillosa y la composición de los granos minerales para el intervalo de depósito considerado, indica que tales arcillas corresponden a productos de alteración de feldspatos y micas principalmente. Las partículas de limo son el resultado de la disgregación mecánica de los fragmentos líticos y minerales que componen las fracciones granulométricas de arena y grava.

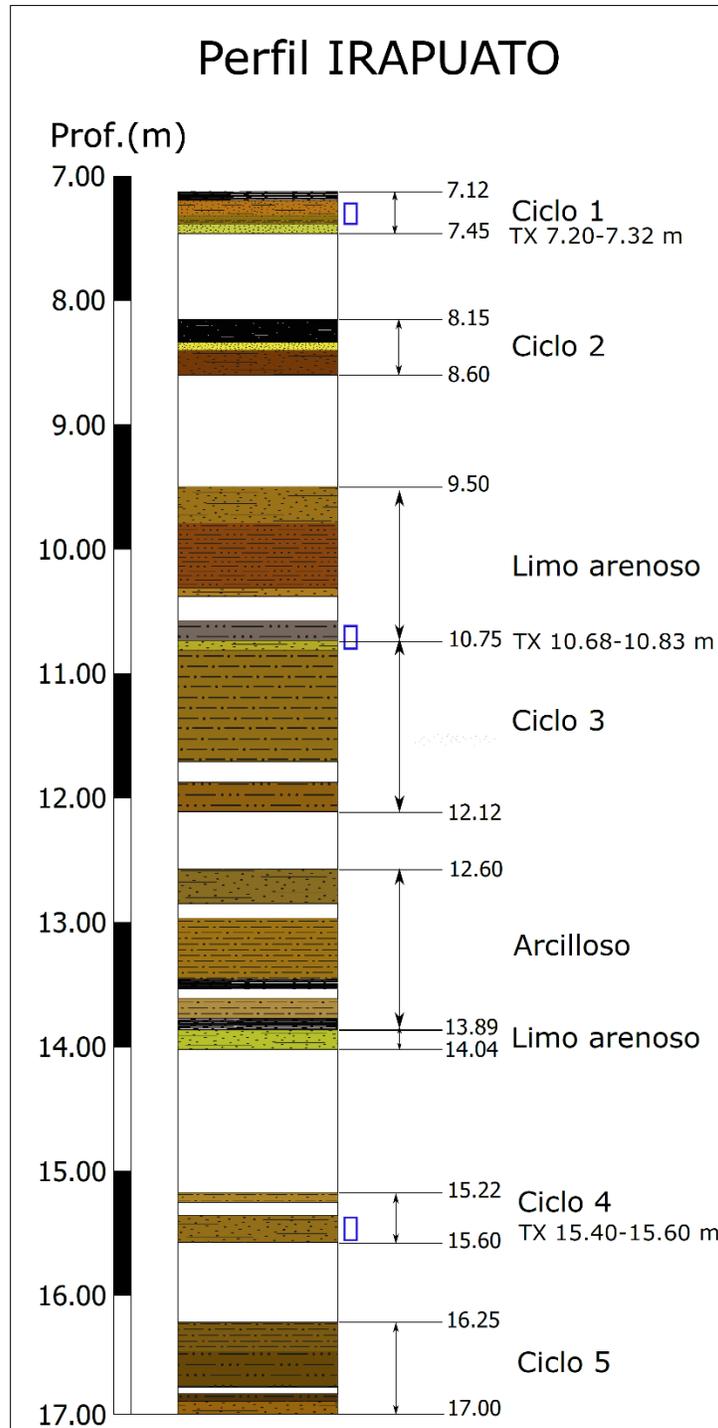
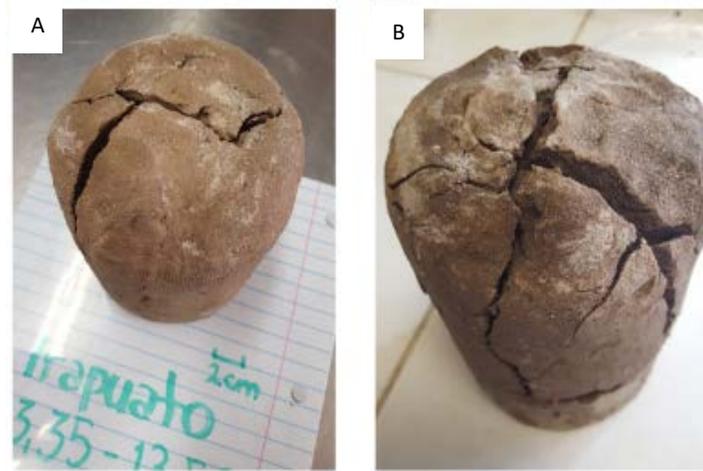


Figura 57. Perfil del sondeo de Irapuato para el rango de profundidad 7.12 metros a 17.00 metros. Se presenta la variabilidad granulométrica de los materiales en profundidad, los ciclos de depósito y las capas de sedimentos identificados. Los recuadros azules indican la ubicación de las muestras seleccionadas para la caracterización mecánica de la resistencia a la cizalla a tres diferentes profundidades.

Los materiales del sondeo geotécnico realizado en Irapuato se caracterizan por presentar contenidos de agua gravimétricos relativamente bajos entre 10 y 40%, ya que las condiciones climáticas del área hacen que los niveles freáticos presenten altos grados de fluctuación, por lo cual las muestras generalmente se encuentran no saturadas (Martínez, 2016). Estos materiales presentan un alto contenido de arcillas esmectíticas altamente sensibles ante las variaciones en los contenidos de agua (Martínez, 2016). Debido a esto, los materiales obtenidos a partir del sondeo geotécnico presentaron una variación en sus contenidos de agua por pérdida de humedad durante el almacenamiento, razón por la cual la estructura de gran parte del material disponible en tubos Shelby fue destruida por el proceso de desecación (Figura 58).



*Figura 58. Destrucción de la estructura en muestras de Irapuato por pérdida de humedad. A) Estado inicial; B) Estado de la muestra como consecuencia de pérdidas en el contenido de agua luego de siete días en cuarto con temperatura controlada.*

La evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de compresión triaxial no drenada, implica el desarrollo de presiones de poro en exceso como consecuencia de la rápida aplicación de la carga sin permitir la liberación de la presión neutra, ya sea por la baja permeabilidad del material o debido a la presencia de capas poco permeables que lo subyacen.

Con el fin de determinar el comportamiento mecánico en condiciones triaxiales no drenadas, para determinados materiales de la secuencia aluvial caracterizada en Irapuato, fueron seleccionados materiales arenosos representativos de los intervalos 7.20-7.32 metros, 10.68-10.83 m y 15.40-15.60 m, delimitados por capas de material arcilloso y arcillo limoso que restringen el drenaje de los materiales seleccionados debido a su baja permeabilidad. Los materiales seleccionados presentan características texturales y físicas distintivas de acuerdo a sus condiciones de depósito, las cuales determinan su comportamiento mecánico y la respuesta del material ante la variación de los estados de esfuerzo y deformación durante la carga axial estática y dinámica.

En los siguientes párrafos se presentan los resultados obtenidos con las muestras representativas de los materiales seleccionados del sondeo de Irapuato.

### 5.1.2. Caracterización física de los materiales

#### **Propiedades índice**

A continuación se presentan las propiedades índice obtenidas para la caracterización física de los materiales granulares de Irapuato. Se recomienda al lector remitirse a textos de mecánica de suelos tales como Braja (2002); Mitchell & Soga (2005), Rico & Del Castillo (2006), para consultar la definición detallada de estos parámetros.

#### **Contenido de agua gravimétrico**

El contenido de agua gravimétrico de un material se expresa como la relación en porcentaje de la masa de poros o agua libre  $W_w$  en una determinada cantidad de masa de material, con respecto a la masa del material sólido  $W_s$ :

$$\omega\% = \left( W_w / W_s \right) * 100 \quad [5.1]$$

El espécimen de material granular es secado en el horno a una temperatura de 105°C con el fin de evaporar el agua libre de los poros e intersticios hasta alcanzar una masa constante.

#### **Porosidad**

Corresponde a la relación entre el volumen de vacíos ( $V_V$ ) y el volumen total ( $V_T$ ) de la muestra, expresado en porcentaje:

$$n\% = \frac{V_V}{V_T} * 100 \quad , \quad \text{Donde } V_V = V_T - V_S \quad [5.2]$$

#### **Relación de vacíos**

Se expresa como la relación entre el volumen de vacíos ( $V_V$ ) y el volumen de sólidos ( $V_S$ ) de la muestra:

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V_T - V_S}{V_S} \quad [5.3]$$

#### **Grado de saturación**

Esta propiedad relaciona los volúmenes de agua que llenan total o parcialmente los espacios vacíos  $V_w$  con el volumen de espacios vacíos  $V_V$ , se expresa en porcentaje:

$$S\% = \frac{V_w}{V_V} * 100 = \frac{\omega * W_s / \rho_{\text{agua}}}{V_V} * 100 \quad [5.4]$$

#### **Densidad aparente**

Es el valor de la densidad del sedimento en su estado natural, resultado de los procesos que le dieron origen e involucra las tres fases: agua, gas y sólidos. Se expresa como la relación entre el peso seco  $W_{\text{seco}}$  y el volumen total de la muestra  $V_T$ :

$$\rho_a = \frac{W_{\text{seco}}}{V_T} \quad [5.5]$$

### Densidad de sólidos

La gravedad específica  $G_s$  de los sólidos de un material granular es la relación entre la masa de un volumen unitario de sólidos con respecto a la masa del mismo volumen de agua desairada destilada a 20°C. La gravedad específica de los sólidos en el material es utilizada para calcular la densidad de los sólidos, multiplicado su gravedad específica por la densidad del agua a una temperatura dada.

La densidad de sólidos de cada uno de los materiales de interés fue obtenida secando 7 gramos de material pasado por la malla número 10 (arcillas hasta arenas medias), el cual fue humedecido con agua destilada y posteriormente mezclado con 10 ml de una solución de peróxido de hidrogeno al 30%, con el fin de quemar cualquier contenido de materia orgánica. Con el fin de acelerar el proceso, se agita la muestra y se coloca en un baño de maría hasta que la muestra no efervesce. Posteriormente se introducen aproximadamente 5 gramos de muestra en el picnómetro y se llena parcialmente con agua destilada, se extrae cualquier contenido de gas del picnómetro mediante la aplicación de vacío, se afora y obtienen los valores necesarios para obtener la densidad de sólidos requerida (Figura 59).



*Figura 59. Proceso para la obtención de la densidad de sólidos por el método del picnómetro, tamaño grano < malla 10*

Con el fin de considerar la totalidad de los tamaños de grano menores a la malla 4 (arcillas hasta arenas gruesas), y evaluar las diferencias en la densidad de sólidos obtenidas por el método del picnómetro (el cual solo toma en cuenta arcillas hasta arenas medias sin materia orgánica), se tomaron 60 gramos de material de cada uno de los materiales de interés y se secaron al aire durante un par de semanas. Posteriormente el material disgregado seco se introduce en un matraz aforado con capacidad de 500 ml y se repite el procedimiento mencionado anteriormente hasta obtener los valores de densidad de sólidos de las muestras a la temperatura dada (Figura 60).



Figura 60. Proceso para la obtención de la densidad de sólidos en matraz de 500 ml, tamaño grano < malla 4

Los resultados obtenidos por los dos métodos de medición de la densidad de sólidos para los materiales de Irapuato se presentan a manera de resumen en la tabla 2.

Tabla 2. Resultados de los análisis de densidad de sólidos para los sedimentos de Irapuato

<i>Profundidad</i>	<i>Densidad sólidos matraz</i>	<i>Densidad de sólidos picnómetro</i>
7.20 – 7.32 m	2.204 g/cm <sup>3</sup>	2.432 g/cm <sup>3</sup>
10.68 – 10.83 m	2.183 g/cm <sup>3</sup>	2.333 g/cm <sup>3</sup>
15.40 – 15.60 m	2.327 g/cm <sup>3</sup>	2.498 g/cm <sup>3</sup>

Los valores de densidad de sólidos obtenidos por el método del matraz difieren de los obtenidos mediante la técnica del picnómetro. El hecho de retirar la materia orgánica implica que la densidad medida es la densidad real de los granos minerales, lo cual no ocurre con la técnica del matraz ya que el procedimiento no implica retirar la materia orgánica y la densidad de la masa total de partículas sólidas incluida la materia orgánica tiende a ser menor. De igual forma el hecho de retirar una fracción granulométrica (arenas gruesas) durante el procedimiento de medición de densidad por picnómetro, influye en el valor final obtenido. El método del matraz se destaca por considerar un mayor rango de tamaños de grano, ya que permite cuantificar la densidad de los sólidos hasta el límite superior del tamaño arenas gruesas. Para la reproducción del peso específico seco calculado necesario para la elaboración de las probetas remoldeadas, se consideró conveniente utilizar el valor de densidad de sólidos obtenido por el método del matraz, por considerarlo un valor representativo de la totalidad de tamaños presentes en el material y debido a que los sedimentos aluviales de Irapuato analizados no presentan contenidos de materia orgánica importantes (Martínez, 2016).

## **Granulometría**

### *Granulometría de gruesos por tamizado*

Con el fin de determinar las características granulométricas de la fracción gruesa (partículas retenidas por la malla 200) en las muestras seleccionadas de los tres materiales de interés, se tomó

una parte representativa del material secado al aire y se disgregó cuidadosamente en el mortero con el fin de separar los agregados de partículas finas de las partículas más gruesas sin fracturar los granos y obtener porcentajes de tamaño más acertados.

La separación de los diferentes tamaños de grano se llevó a cabo mediante la utilización de 8 mallas metálicas, identificadas con los números 4,10,18,40,80,200 y 400 equivalentes a una abertura de malla de 4.760 mm, 2mm, 1 mm, 0.420 mm, 0.177 mm, 0.074 mm y 0.037 mm, respectivamente. Mediante el uso de un equipo mecánico tipo RO-TAP del Laboratorio de Mecánica de Geosistemas (LAMG), se llevó a cabo el proceso de cernir las muestras durante dos series de 5 minutos cada una para separar las fracciones de cada malla. Posteriormente se analizaron los pesos retenidos y porcentajes correspondientes a cada malla, con lo cual fue posible generar las curvas granulométricas requeridas (Figura 61).

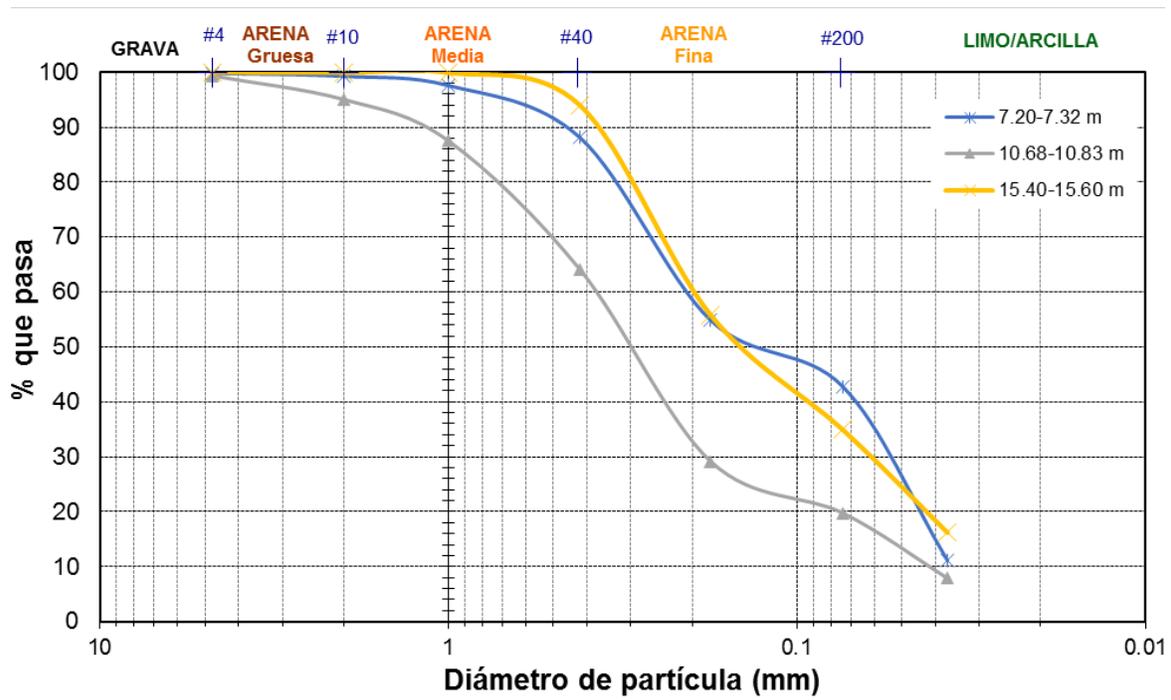


Figura 61. Curvas granulométricas de los materiales aluviales de Irapuato. El eje de las abscisas corresponde a la abertura de malla, el eje de las ordenadas corresponde al porcentaje de material que pasa por cada uno de los tamaños de apertura de malla.

Con el fin de caracterizar la distribución granulométrica de cada uno de los materiales de Irapuato, se determinan tres parámetros a partir de las curvas obtenidas. Se recomienda al lector referirse a textos en mecánica de suelos sobre las distribuciones granulométricas de materiales granulares, como por ejemplo Rico & Del Castillo (2006), para el desarrollo detallado de cada uno de los parámetros expuestos a continuación:

**Diámetro efectivo:** Es el diámetro de malla en la curva de distribución del tamaño de las partículas por el cual pasa el 10 % de la muestra ( $D_{10}$ ), da una indicación de la permeabilidad de la muestra.

**Coefficiente de uniformidad ( $C_u$ ):** Este coeficiente granulométrico viene dado por la relación:

$$D_{60} / D_{10} \quad [5.6]$$

Donde  $D_{60}$  corresponde a la abertura de malla por la cual pasa el 60 % de la muestra. Este coeficiente es útil para cuantificar que tan uniforme es la distribución de tamaños de las partículas. Materiales granulares uniformes o mal graduados presentaran valores del coeficiente de uniformidad muy bajos ( $<2$ ). Si por el contrario, el material es bien graduado presentando heterogeneidad en cuanto al tamaño de grano, el coeficiente de uniformidad presentará valores mucho mayores.

*Coeficiente de curvatura (Cc):* Este coeficiente se define a partir de la relación:

$$(D_{30})^2 / D_{60} * D_{10} \quad [5.7]$$

Donde  $D_{30}$  representa la abertura de malla por la cual pasa el 30 % de la muestra. Este coeficiente permite cuantificar la curvatura de la gráfica de distribución granulométrica. Tal como indica Villalaz (2004), un material bien graduado presenta un coeficiente de curvatura entre 1 y 3 y un coeficiente de uniformidad mayor de 6.

Los resultados de los coeficientes de uniformidad y de curvatura de la tabla 3 indican que el material de 10.68-10.83 m presenta una mejor graduación en comparación con los otros dos materiales, lo cual se ve reflejado en la geometría de su curva granulométrica, cubriendo el tamaño de partícula arena gruesa-grava hasta el limo.

*Tabla 3. Resultados del análisis de las curvas de granulometría para los materiales aluviales de Irapuato.*

<i>Profundidad</i>	<i>D10</i>	<i>D30</i>	<i>D60</i>	<i>Cu</i>	<i>Cc</i>
7.20-7.32 m	0,037	0,054	0,210	5,676	0,375
10.68-10.83 m	0,043	0,181	0,381	8,810	1,993
15.40-15.60 m	0,037	0,063	0,181	4,890	0,599

La muestra 15.40-15.60 m presenta tamaños que van desde la arena media-fina hasta el limo en un rango estrecho de tamaños con el menor coeficiente de uniformidad de las tres muestras analizadas. Por su parte, la muestra 7.20-7.32 m presenta una distribución granulométrica que va desde la arena media-gruesa hasta el limo con un Coeficiente de uniformidad algo más elevado que la muestra de 15.40-15.60 m pero un coeficiente de curvatura inferior debido a la tendencia asintótica (ausencia de ciertos tamaños de partícula) que presenta en ciertos sectores de la curva.

#### *Granulometría de finos por el método de hidrómetro*

Con el fin de determinar los porcentajes relativos de la fracción fina de la muestra (arenas finas, limos y arcillas), se seleccionaron 50 gramos de muestra a los cuales previamente se les había retirado la materia orgánica con una solución de peróxido de hidrogeno al 30%. Posteriormente, se

aplicaron 20 ml de un dispersante compuesto por Hexametáfosfato de sodio ( $NaPO_3$ )<sub>6</sub> conocido como “calgón”, con el fin de disgregar los cúmulos de partículas finas. Hecho esto, la muestra de sedimento fue depositada en un vaso de aluminio junto con la solución de calgón y agua destilada, mezclando durante 15 minutos aproximadamente. La solución homogeneizada es introducida en un cilindro de sedimentación hecho de vidrio el cual se afora a 1000 ml con agua destilada y se utiliza un agitador plástico con el fin de homogeneizar la solución al interior del cilindro.

Este método se basa en la determinación de la velocidad de sedimentación de las partículas en función de su densidad, para lo cual se utiliza el hidrómetro o densímetro de Bouyoucos (Figura 62). Una vez agitada la muestra, se introduce el hidrómetro tratando de perturbar al mínimo la solución y se toman lecturas a los 40 segundos, 60 segundos, 10 minutos, 60 minutos, 120 minutos y 24 horas posteriores a la agitación. Transcurridas 24 horas, las partículas más densas en la solución tales como arenas finas y limos gruesos, se han depositado en el fondo de la probeta, mientras que las granulometrías más finas permanecen en suspensión. Finalmente se obtienen los porcentajes de cada fracción mediante cálculos que relacionan el tiempo transcurrido con las lecturas del hidrómetro. Los cálculos mencionados se pueden consultar en la norma ASTM D-422 (2007).



*Figura 62. Proceso para la obtención de los porcentajes granulométricos de la fracción fina por el método del hidrómetro*

Como resultado de la caracterización granulométrica de los tres intervalos de profundidad y según la clasificación propuesta por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los materiales seleccionados de la secuencia aluvial de Irapuato corresponden a materiales granulares gruesos (más del 50% es retenido por la malla número 200), tamaño Arena (una cantidad  $\geq 50\%$  de fracción gruesa pasa la malla número 4), con un contenido de finos mayor al 12% para los tres materiales, y pueden ser clasificados como:

**Material del Intervalo 7.20-7.32 m:** Arena limosa (SM) (40.27% de limo en la fracción fina)

**Material del Intervalo 10.68-10.83 m:** Arena arcillosa (SC) (49.74% de arcilla en la fracción fina)

**Material del Intervalo 15.40-15.60 m:** Arena arcillosa (SC) (33.28% de arcilla en la fracción fina)

### 5.1.3. Forma de las partículas y Mineralogía

La caracterización de los materiales granulares en laboratorio debe considerar los factores de escala tanto a nivel micro escalar como macro escalar, ya que las propiedades químicas y mineralógicas de estos materiales suelen regirse por factores micro escalares, y las propiedades mecánicas macro

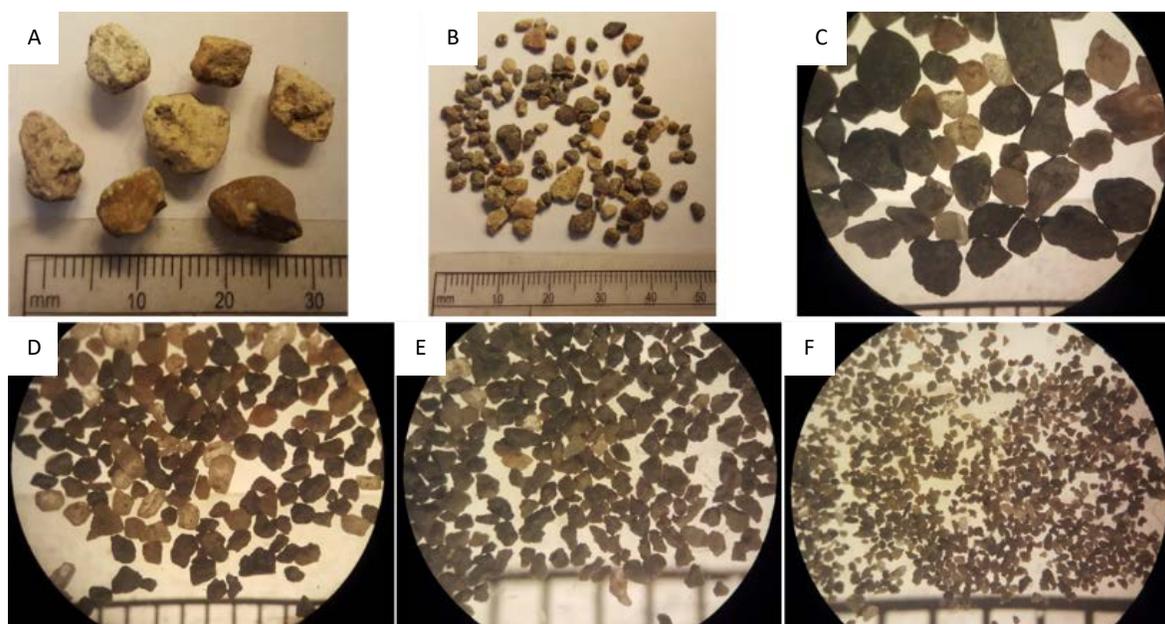
escalares que podemos observar en laboratorio son gobernadas por fenómenos a micro escala (Vallejo, 2009).

En los materiales de grano grueso la forma individual de la partícula domina el acomodamiento espacial del conjunto y los contactos intergranulares, tal como se mencionó en el capítulo 3 del presente trabajo. La forma de las partículas individuales incluye la esfericidad, donde una menor esfericidad promueve el alineamiento de las partículas durante la cizalla según las partículas sean más elipsoidales o aplanadas (Santamarina & Shin, 2009) y la angularidad, según los bordes que limitan una determinada partícula sean más angulosos o redondeados (Guo & Su, 2007). Una marcada angulosidad favorece la endentación interparticular, con lo cual se genera una mayor restricción a la rotación de las partículas y por ende el ángulo de fricción interna del material tiende a aumentar (Guo & Su, 2007).

Con el fin de evaluar la influencia del tamaño, forma y mineralogía de las partículas que componen las muestras de material granular en su resistencia a la cizalla, se llevaron a cabo jornadas de microscopía óptica convencional y en microscopio de luz polarizada (microscopio petrográfico). Según (Roussillon *et al.*, 2009), la forma de las partículas en los depósitos sedimentarios es una propiedad importante a partir de la cual se pueden hacer hipótesis relacionadas con la abrasión, distancia de transporte y comportamiento de la corriente.

### **Microscopio óptico**

Mediante el uso del microscopio óptico, se pueden determinar las características texturales y mineralógicas preliminares para las granulometrías retenidas por las mallas 4,10, 18, 40, 80 y 200, con aumentos de 15x y 30x dependiendo del tamaño de las partículas (Figura 63).



*Figura 63. Fracciones granulares analizadas de los sedimentos aluviales de Irapuato. (Las imágenes no corresponden a un solo estrato en particular) A) Fracción > malla 4. B) Fracción > malla 10. C) Fracción > malla 18 (15x). D) Fracción > malla 40 (15x). E) Fracción > malla 80 (30x). F) Fracción > malla 200 (30x).*

El análisis de angularidad y esfericidad de las partículas en el microscopio óptico, para cada una de las fracciones granulométricas, se basó en la metodología descrita por (Guo & Su, 2007), ampliamente utilizada en la literatura; mediante la cual se evalúan diferentes factores para cuantificar la forma de las partículas:

**Esfericidad:** La esfericidad de un grano puede evaluarse mediante el uso de la proyección esférica  $S_1$  y del parámetro de esfericidad para un círculo inscrito  $S_2$ :

$$S_1 = \frac{4\pi A}{L^2} [5.8], \quad S_2 = r_{m\acute{a}x}/R_{m\acute{i}n} [5.8]$$

Donde  $A$  es el área proyectada del grano,  $L$  es el perímetro del grano y  $r_{m\acute{a}x}$ ,  $R_{m\acute{i}n}$  son los radios del círculo inscrito mayor y del círculo circunscrito más pequeño asociados con el área proyectada, respectivamente. La variable  $S_1$  es también conocida como el coeficiente de forma. Tanto  $S_1$  como  $S_2$ , pueden tomar valores entre 0 y 1, siendo 1 el valor correspondiente a un círculo perfecto. Entre más se aleje una partícula de una forma circular menores serán los valores de ambos coeficientes.

**Redondez:** De acuerdo con Harr (1977) en Guo & Su (2007), la redondez de una partícula se define como la relación entre el promedio de la sumatoria de los radios de curvatura de los bordes de una partícula con respecto al radio de la esfera máxima inscrita y puede ser estimada a partir del análisis de imagen de los granos por la expresión:

$$\text{Redondez} = \frac{\sum r_i/r_{m\acute{a}x}}{N} [5.9]$$

Donde  $N$  corresponde al número de bordes analizados,  $r_i$  es el radio de curvatura del enésimo borde, y  $r_{m\acute{a}x}$  el radio del máximo círculo inscrito en el área proyectada (Figura 64). A medida que los bordes son más desgastados y redondeados  $r_i$  se aproxima cada vez más a  $r_{m\acute{a}x}$  y el valor de la redondez se aproxima a la unidad (Guo & Su, 2007).

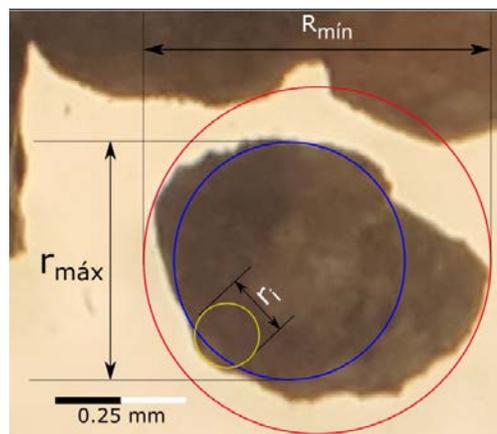
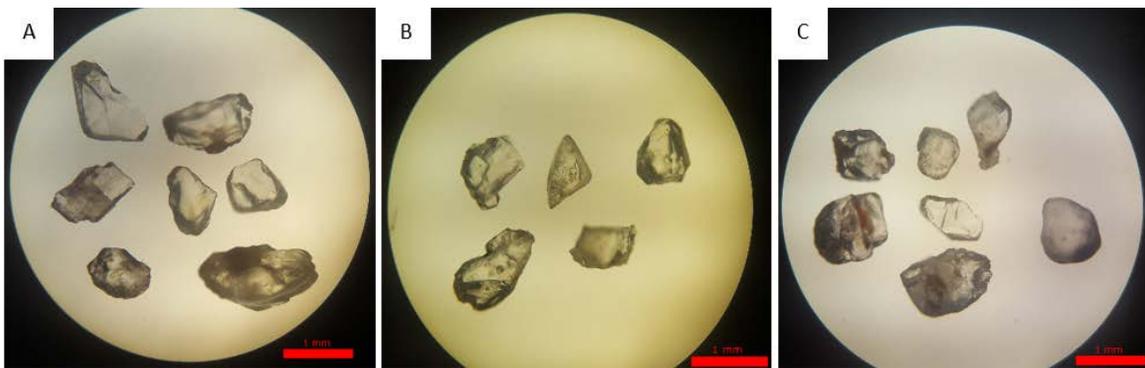


Figura 64. Análisis vectorial de esfericidad y redondez para arenas de Irapuato según la metodología descrita por Guo & Su (2007).

El análisis vectorial de las imágenes se llevó a cabo mediante el uso de un software editor de gráficos vectoriales denominado *Inkscape* de distribución libre y código abierto, disponible en <https://inkscape.org/es/>. A partir de las imágenes de microscopio óptico para las partículas mayores a la malla 40 y menores a la malla 10 (arenas medias), fueron analizados 20 granos de muestra total (minerales y líticos) y 20 granos de cuarzo para cada intervalo de profundidad (conteo de 120 granos por intervalo) seleccionados aleatoriamente con el fin de asegurar que los datos obtenidos fuesen representativos de toda la muestra. Los resultados del análisis de la forma de los granos de cuarzo (Figura 65), fueron utilizados para evaluar la distancia al área fuente de los depósitos aluviales, debido a que este mineral se encuentra en proporciones similares en los tres materiales y a su resistencia a la meteorización. Con esto se busca reducir el grado de incertidumbre en los resultados asociada con los diferentes grados de alteración y resistencia mecánica a la abrasión y fractura, que pueden presentar los minerales de feldespato y los fragmentos líticos. La forma de los granos en muestra total, resulta ser más adecuada para evaluar la influencia de la esfericidad y angularidad de las partículas en la resistencia a la cizalla del material granular.



*Figura 65. Características morfológicas de las partículas de cuarzo tamaño arena para los sedimentos aluviales de Irapuato. A) Intervalo de profundidad 7.20-7.32 m. B) Profundidad 10.68-10.83 m. C) Profundidad 15.40-15.60 m. Aumento 15x, microscopio óptico convencional.*

Los resultados de los análisis de esfericidad y redondez para las partículas de arena de los sedimentos de Irapuato se presentan en las tablas 4 y 5.

La información de la tabla 4 para el análisis de partículas en muestra total, indica que a este nivel de tamaño de partícula, los granos de los intervalos de profundidad 7.20-7.32 m y 10.68-10.83 m no presentan una diferencia significativa en el valor del coeficiente de esfericidad  $S_1$ . El valor de dicho coeficiente para los granos del material 15.40 m-15.60 m es algo menor en comparación con los granos de los otros dos materiales.

El valor del coeficiente de esfericidad  $S_2$  indica que los granos de la muestra 15.40 m-15.60 m presentan una dimensión longitudinal predominante, lo cual indica una geometría de grano relativamente elongada. Las partículas tamaño arena pertenecientes al intervalo 7.20-7.32 m presentan una forma ligeramente más esférica en comparación con las partículas del intervalo 10.68-10.83 m.

Tabla 4. Coeficientes de esfericidad y redondez de las partículas analizadas en muestra total

Material	lr 7.20-7.32 m	lr 10.68-10.83 m	lr 15.40-15.60 m	
$S_1$	<i>Media aritmética</i>	0.803	0.797	0.768
	<i>Desviación estándar</i>	0.102	0.089	0.094
$S_2$	<i>Media aritmética</i>	0.620	0.611	0.546
	<i>Desviación estándar</i>	0.127	0.094	0.086
<i>Redondez</i>	<i>Media aritmética</i>	0.350	0.272	0.436
	<i>Desviación estándar</i>	0.165	0.093	0.181

Los datos obtenidos en cuanto a la redondez de los granos indican que en general, las partículas de los tres materiales presentan formas sub-angulares-angulares. Existe una diferencia significativa en la redondez de las partículas para el material perteneciente a la profundidad 15.40-15.60 m, sobre todo si se compara con la tendencia más angular que se presenta en los bordes de los granos para el intervalo 10.68-10.83 m y 7.20-7.32 m. Los granos de la muestra 10.68-10.83 m presentan la mayor angularidad en los bordes de las partículas para las tres profundidades analizadas en muestra total.

La información de la tabla 5 para el análisis de forma de los granos de cuarzo, permite evaluar la distancia de los depósitos de material aluvial con respecto al área fuente. Los datos obtenidos indican que la diferencia en el grado de esfericidad determinada por el valor del coeficiente de  $S_1$  para los tres materiales analizados es relativamente baja. El valor del coeficiente  $S_2$  indica que los granos de cuarzo de los intervalos de profundidad 7.20-7.32 m. y 10.68-10.83 m., son más elongados en comparación con los granos de cuarzo de la muestra 15.40-15.60 m que resultan ser más esféricos.

Tabla 5. Coeficientes de esfericidad y redondez de los granos de cuarzo analizados

Material	lr 7.20-7.32 m	lr 10.68-10.83 m	lr 15.40-15.60m	
$S_1$	<i>Media aritmética</i>	0.791	0.805	0.807
	<i>Desviación estándar</i>	0.057	0.075	0.071
$S_2$	<i>Media aritmética</i>	0.591	0.587	0.637
	<i>Desviación estándar</i>	0.101	0.162	0.095
<i>Redondez</i>	<i>Media aritmética</i>	0.245	0.326	0.491
	<i>Desviación estándar</i>	0.159	0.084	2.115

La redondez de las partículas presenta diferencias significativas, sobre todo para el material 7.20-7.32 m., el cual presenta granos con una redondez menor en comparación con los otros dos materiales. Los granos de cuarzo del estrato 10.68-10.83 m. presentan una angularidad mayor que los granos de cuarzo del estrato 15.40-15.60 m, los cuales resultan presentar la mayor redondez en los bordes de los granos de cuarzo de los tres materiales analizados.

## Microscopio petrográfico con luz polarizada

El uso del microscopio petrográfico permite determinar las cantidades relativas de los constituyentes de la muestra y determinar qué tan significativas son sus variaciones físicas y/o químicas (norma ASTM C-295, 2015). El microscopio petrográfico es una herramienta muy útil en la interpretación de los eventos depositacionales y post-depositacionales que dieron origen al material granular, ya que existe una relación directa entre el material parental y el tipo de sedimento derivado del intemperismo de las rocas preexistentes.

Según Waziri *et al.*, (2013), todas las propiedades que influyen el comportamiento mecánico del material granular, tales como la gravedad específica (densidad de sólidos), la resistencia a la cizalla, los límites de Atterberg, las propiedades petrofísicas y su clasificación textural están íntimamente ligadas con su composición mineralógica. Para Waziri *et al.*, (2013), los minerales de arcilla producto de la alteración de feldespatos y algunas micas ejercen una fuerte influencia en las propiedades mecánicas de los materiales ya que tienen a acomodar agua en su estructura.

La determinación de las cantidades relativas de los constituyentes de las muestras para los sedimentos de Irapuato se llevó a cabo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C-295 (2015), para el análisis petrográfico de secciones delgadas con material que corresponde a la fracción mayor a la malla 40 y menor a la malla 18 (arenas medias).

La determinación de las características mineralógicas de las muestras seleccionadas de los sedimentos aluviales de Irapuato fue realizada a partir del análisis de secciones delgadas en el microscopio petrográfico (Figuras 66-68).



Figura 66. Sección delgada para el material de profundidad 7.20-7.32 m. Presencia de plagioclasa con macla típica de la albita, cuarzoes euhedrales muy fracturados, obsidiana devitrificada, líticos volcánicos de composición básica y sedimentarios como limolita, areniscas pobremente seleccionadas, arcillolita y caliza. Cristal anhedral de epidota al centro del campo visual. XPL Nícoles cruzados, aumento 50x.

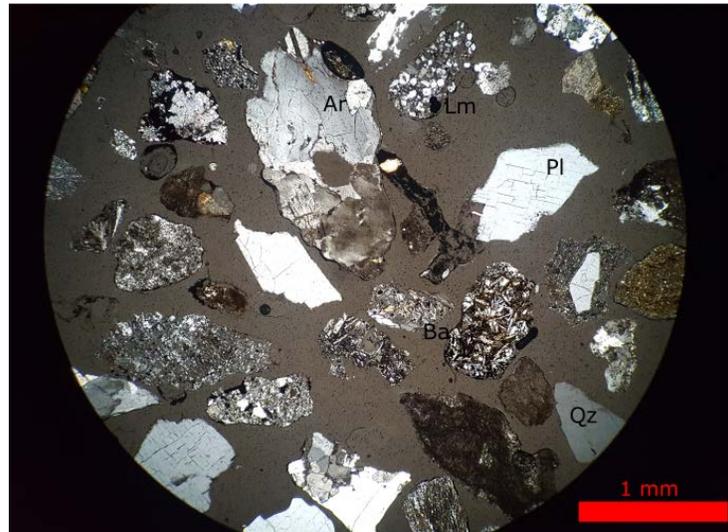


Figura 67. Sección delgada para el material de profundidad 10.68-10.83 m. Al centro del campo visual se ve un fragmento de arenisca muy cementada compuesto por cristales de cuarzo y plagioclasa predominantemente. Presencia de plagioclasa con la exfoliación típica de los feldespatos, cuarzoesuhedrales y anhedrales, líticos volcánicos de composición básica representados por basaltos. Presencia de fragmentos de limolita. XPL Nícoles cruzados, aumento 50x.



Figura 68. Sección delgada para el material de profundidad 15.40-15.60 m. El centro de la imagen presenta un fragmento de riolita con matriz devitrificada y textura esferulítica. Puede observarse el intercrecimiento de cristales de cuarzo y feldespato alcalino en esta roca extrusiva de composición ácida. En la parte superior fragmento de cuarzo proveniente de una arenisca con cemento silíceo, pueden verse bahías de disolución por reacción entre el cuarzo y el cemento criptocristalino. XPL Nícoles cruzados, aumento 100x.

Con cada una de las secciones delgadas fue llevado a cabo un conteo de 150 puntos, en cada uno de los cuales fueron determinadas las siguientes características: *Tipo de grano*: Mineral o lítico., *Grado de alteración química*: No alterado (1), Moderadamente alterado (2), Muy alterado (3)., *Forma*: Redondeado (R), Sub-redondeado (SR), Angular (A), Sub-angular (SA). Los resultados del análisis petrográfico realizado se presentan en las tablas 6-8.

*Tabla 6. Resultados del análisis petrográfico para la muestra 7.20-7.32 m*

Muestra 7,20-7,32 m		Plagioclasa %	Cuarzo %	Obsidiana %	Epidota %	Basalto %	Riolita %	Arenisca %	Limolita %	Arcillolita %	Caliza %
		20.00	13.80	5.13	3.47	11.80	3.13	19.13	16.13	4.47	3.13
ESTADO	1	55.56	100.00	0.00	100.00	53.33	2.00	42.31	0.00	0.00	0.00
	2	27.78	0.00	0.00	0.00	40.00	50.00	53.85	50.00	0.00	100.00
	3	16.67	0.00	100.00	0.00	6.67	48.00	3.85	50.00	100.00	0.00
FORMA	R	3.70	4.76	0.00	0.00	0.00	50.00	15.38	25.00	0.00	0.00
	SR	50.00	61.90	50.00	100.00	46.67	50.00	61.54	45.00	100.00	100.00
	A	27.78	14.29	25.00	0.00	20.00	0.00	11.54	5.00	0.00	0.00
	SA	18.52	19.05	25.00	0.00	33.33	0.00	11.54	25.00	0.00	0.00

*Tabla 7. Resultados del análisis petrográfico para la muestra 10.68-10.83 m*

Muestra 10.68-10.83 m		Plagioclasa %	Cuarzo %	Obsidiana %	Olivino %	Basalto %	Riolita %	Arenisca %	Limolita %
		10.67	16.00	2.67	1.33	15.33	4.67	30.33	19.00
ESTADO	1	43.75	100.00	0.00	100.00	47.83	14.29	22.00	10.00
	2	31.25	0.00	0.00	0.00	43.48	57.14	58.00	36.67
	3	25.00	0.00	100.00	0.00	8.70	28.57	20.00	53.33
FORMA	R	0.00	5.56	25.00	0.00	0.00	28.57	8.00	13.33
	SR	43.75	22.22	25.00	0.00	4.35	28.57	62.00	66.67
	A	25.00	44.44	0.00	50.00	69.57	14.29	10.00	13.33
	SA	31.25	27.78	50.00	50.00	26.09	28.57	20.00	6.67

*Tabla 8. Resultados del análisis petrográfico para la muestra 15.40-15.60 m*

Muestra 15.40-15.60 m		Plagioclasa %	Cuarzo %	Obsidiana %	Muscovita %	Basalto %	Riolita %	Arenisca %	Limolita %	Conglomerado %
		22.67	12.00	8.33	2.33	4.67	18.67	13.33	14.67	3.33
ESTADO	1	11.76	100.00	0.00	50.00	14.29	16.00	25.00	4.55	80.00
	2	32.35	0.00	0.00	50.00	57.14	28.00	45.00	54.55	20.00
	3	55.88	0.00	100.00	0.00	28.57	56.00	30.00	40.91	0.00
FORMA	R	8.82	4.17	0.00	0.00	28.57	16.00	20.00	9.09	0.00
	SR	32.35	16.67	27.27	0.00	42.86	24.00	15.00	54.55	60.00
	A	47.06	45.83	54.55	100.00	28.57	36.00	45.00	18.18	20.00
	SA	11.76	33.33	18.18	0.00	0.00	24.00	20.00	18.18	20.00

### ***Descripción mineralógica de las muestras analizadas en microscopio petrográfico.***

#### ***Muestras del Intervalo 7.20-7.32 m (Arena limosa, SM): plagioclasa cálcica, predominan líticos basálticos y areniscas***

Los materiales analizados presentan una mineralogía compuesta principalmente por cristales de plagioclasa, cuarzo y fragmentos líticos de arenisca, basalto y limolita. Las plagioclasas de composición cálcica predominante, presentan estados de alteración variables, desde cristales muy alterados a Sericita, hasta cristales limpios en los cuales se puede observar la exfoliación y la macla típica.

Algunos de los cristales de cuarzo individuales y los que componen los fragmentos líticos de arenisca, presentan una fuerte extinción ondulante, lo cual indica un grado importante de tectonismo en el área fuente. La presencia de basalto, obsidiana y riolita, indica al menos dos áreas fuente de origen de los sedimentos (de composición predominantemente básica y de composición más ácida) aunque el porcentaje de riolita es menor relativo al porcentaje de basalto.

El estado de alteración del basalto es menor en comparación con el estado de alteración de los fragmentos de riolita. El alto grado de devitrificación de la Obsidiana, indica condiciones de rehidratación y exposición prolongada ante la acción de los agentes atmosféricos. Se evidencia la presencia de Caliza con un grado moderado de alteración y fragmentos de rocas sedimentarias tales como areniscas muy cementadas, limolitas y arcillolitas con formas sub-redondeadas predominantemente.

#### ***Muestras del Intervalo 10.68-10.83 m (Arena arcillosa, SC): cuarzo, predominan líticos de arenisca y basalto***

Para este material destaca el contenido de areniscas mal seleccionadas altamente cementadas y fragmentos de basalto no alterado a moderadamente alterado. Presencia de cristales de cuarzo anhedrales y euhedrales y cristales de plagioclasa con diferentes grados de alteración a Filosilicatos. No se evidencian fragmentos de Caliza.

Se observa la presencia de fragmentos de riolita en menor cantidad con respecto al basalto. La presencia de basalto, Obsidiana y riolita, indica que por lo menos se tienen dos áreas fuente para el origen de los sedimentos. Se observan cristales de Olivino muy fracturados de morfología euhedral. La forma de los fragmentos de riolita va desde los redondeados a los angulares, mientras que los fragmentos de basalto son predominantemente angulares. Presencia de vidrio volcánico devitrificado de composición ácida (obsidiana) y fragmentos de limolita con forma sub-redondeada predominante.

#### ***Muestras del Intervalo 15.40-15.60 m (Arena arcillosa, SC): plagioclasas sódicas y obsidiana, predominan fragmentos de riolita***

Para este material se destaca la presencia de plagioclasa de composición sódica (predominantemente) y cuarzo, aunque el cuarzo se presenta en menor cantidad comparado con la

cantidad que presentan las muestras de las profundidades 7.20-7.32 m y 10.68-10.83 m. Gran parte de los cristales de cuarzo y algunos de plagioclasa se encuentran deformados, lo cual se evidencia por una fuerte extinción ondulante.

El material presenta un alto contenido de fragmentos de riolita y una cantidad relativamente baja de basalto. Gran parte de los fragmentos de riolita se encuentran altamente meteorizados, principalmente mediante la devitrificación de la matriz hialina.

La composición mineralógica de este material indica la existencia de por lo menos dos áreas fuente de sedimentos: Una de composición predominantemente ácida y otra de composición más básica. El análisis mineralógico en microscopio, indica que además del alto contenido de fragmentos de riolita y obsidiana, el tipo de plagioclasa predominante en este material es rica en Sodio ( $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$ ). Tales cristales presentan menores ángulos de extinción respecto a las superficies de macla, comparados con los ángulos de extinción de las plagioclasas más cálcicas ( $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$ ).

Se presenta Muscovita como mineral accesorio e intercrecimientos radiales de cuarzo y Feldespato alcalino. El material presenta una mayor cantidad de vidrio volcánico devitrificado de composición ácida y una menor cantidad de fragmentos de rocas sedimentarias tales como areniscas mal seleccionadas, en las cuales el cemento corresponde a Sílice criptocristalina (los cristales de cuarzo presentan bahías de disolución).

#### 5.1.4. Evaluación de la propiedad de tixotropía de las arcillas

La tixotropía es el proceso de ablandamiento o adelgazamiento que sufre una suspensión floculada al ser mezclada, seguida de una etapa en la cual la suspensión recupera su rigidez inicial con el paso del tiempo (Nalezny & Li., 1967). Según el mismo autor, si una suspensión floculada de arcillas es perturbada al mezclarse, se alteran los contactos entre las partículas y la mezcla relativamente homogénea es transformada en una suspensión fluida. Tan pronto cesa la mezcla, la suspensión comienza a flocular a una tasa que depende de las propiedades fisicoquímicas de las arcillas.

Skempton (1952) y Seed (1959), realizaron experimentos en los cuales observaron un incremento en la resistencia de las arcillas remoldeadas o compactadas, luego de un tiempo de reposo a un contenido de agua constante. El mecanismo responsable del fenómeno de recuperación de la resistencia con el tiempo en las arcillas, parece ser esencialmente el mismo que el endurecimiento tixotrópico de las suspensiones diluidas (Nalezny & Li, 1967).

Teniendo en cuenta las características mineralógicas de los materiales seleccionados de Irapuato, los cuales presentan arcillas esmectíticas en su fracción fina (Martínez, 2016), y al hecho de que este tipo de arcilla es muy sensible ante las variaciones en los contenidos de agua, fueron elaboradas probetas remoldeadas sometidas a ensayos triaxiales tipo CU, a los 5 días, 30 días y 90 días de ser elaboradas. La hipótesis experimental se basa en el hecho de que la propiedad de tixotropía de estas arcillas les permite recuperar, aun cuando sea parcialmente; parte de la estructura natural del material y por ende su resistencia.

Los materiales utilizados para elaborar las probetas remoldeadas pertenecen al intervalo de profundidad entre los 7.12 m y los 7.45 metros.

Con el fin de evaluar la recuperación parcial de la estructura en los sedimentos de Irapuato, se presentan las curvas esfuerzo desviador Vs deformación unitaria axial obtenidas a partir de 4 pruebas triaxiales estáticas tipo CU, 3 para los especímenes remoldeados y 1 prueba en material intacto perteneciente al mismo estrato del cual se elaboraron las muestras remoldeadas (Figura 69). Las características físicas de las probetas remoldeadas, la selección de la presión de confinamiento efectiva, los incrementos de carga y la velocidad de aplicación de la carga, se basaron en las características físicas del material y el tipo de ensaye triaxial CU llevado a cabo con la probeta inalterada.

Las dimensiones principales, propiedades índice de los especímenes y esfuerzos al momento de la falla se presentan en la tabla 9.

*Tabla 9. Características de las probetas elaboradas y esfuerzos al momento de la falla. t: Tiempo transcurrido desde la elaboración de la probeta al momento del ensaye triaxial; h: Altura de la probeta; D: Diámetro de la probeta; w%: Contenido de agua gravimétrico; S<sub>s</sub>: Densidad de sólidos;  $\sigma_3' f$ : Esfuerzo confinante efectivo a la falla;  $\tau_f$ : Esfuerzo de cizalla a la falla;  $\sigma_d' f$ : Esfuerzo desviador a la falla.*

Muestra	t (días)	h (cm)	D (cm)	Peso (g)	w %	S <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_3' f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_d' f$ (kg/cm <sup>2</sup> )
IR7_1	5	7.8	3.6	157.3	23.08	2.42	0.503	0.222	0.444
IR7_2	30	8.1	3.7	161.4	23.29	2.42	0.51	0.3	0.599
IR7_3	90	8.3	3.7	160.83	23.1	2.42	0.5	0.304	0.608
IR7_Int	/	8	3.7	158.09	23.22	2.42	0.501	0.377	0.754

Tal como puede apreciarse en la Figura 69 y en la información contenida en la tabla 9, las arcillas de Irapuato presentan una recuperación parcial de su resistencia, en términos del esfuerzo desviador y del esfuerzo de cizalla máximo al momento de la falla. Dicha resistencia es proporcional al tiempo durante el cual los especímenes permanecen en reposo en un cuarto a temperatura y contenido de agua constantes. No obstante, puede verse que la recuperación de la resistencia no presenta una tendencia lineal con el tiempo, ya que la recuperación presentada para el intervalo entre los 5 días y los 30 días de reposo, es mucho mayor que la recuperación alcanzada para el intervalo entre los 30 días y los 90 días de haber sido elaborada.

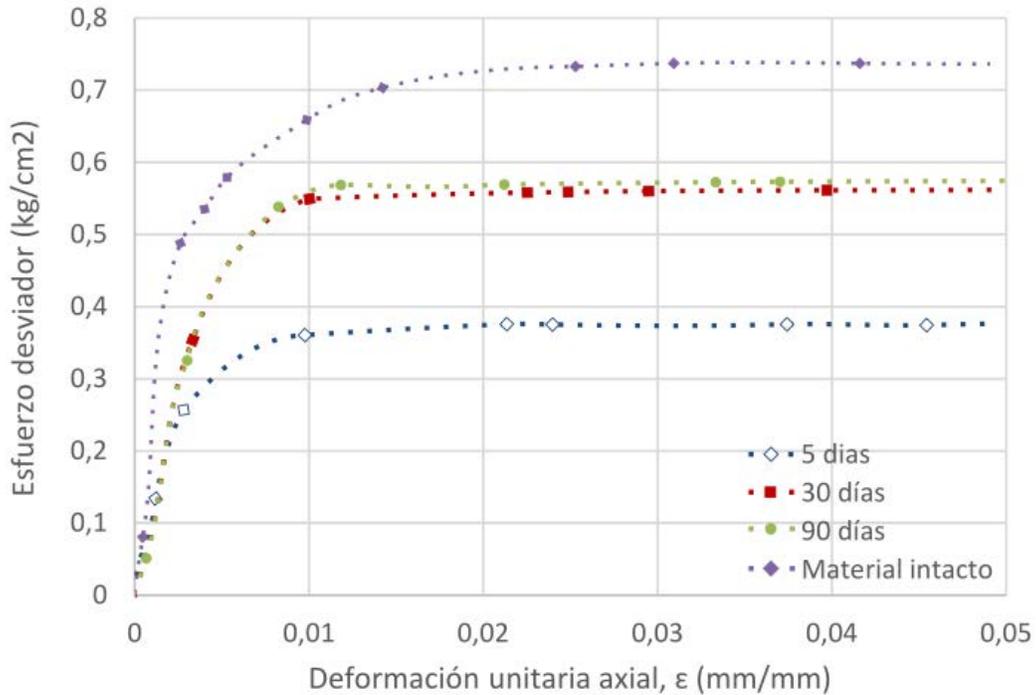


Figura 69. Curvas esfuerzo desviador- deformación axial para las muestras IR7\_1 (5 días), IR7\_2 (30 días), IR7\_3 (90 días), IR 7\_Int (Muestra intacta). Presión confinante: 0.5 kg/cm<sup>2</sup>

En términos generales puede decirse, que si se compara con las características esfuerzo-deformación de la muestra intacta, la propiedad de tixotropía de las arcillas de Irapuato (las cuales predominan en la fracción arcillosa de los tres materiales seleccionados), les permite recuperar parte de su estructura y por ende parte de su resistencia. Desde luego, dicha recuperación dependerá de la cantidad relativa de arcillas que presenta cada uno de los materiales y de los contenidos de agua al momento de la falla.

#### 5.1.5. Pruebas triaxiales: determinación de resistencia a la cizalla

Con el fin de determinar las propiedades de resistencia a la cizalla de los materiales seleccionados de Irapuato, se efectuaron 9 pruebas triaxiales tipo CU en condiciones estáticas (3 para cada estrato) y 3 pruebas triaxiales tipo CU en condiciones dinámicas con carga controlada, a partir de probetas cilíndricas remoldeadas. La metodología utilizada para la elaboración de los especímenes remoldeados y los ensayos triaxiales en condiciones estáticas y dinámicas se basa en las normas técnicas ASTM D-4767 (2011) y ASTM D-3999 (2003), respectivamente.

El entendimiento de las características de resistencia a la cizalla de los materiales granulares, yace en aislar los muchos factores que determinan dicha resistencia, con el fin de estudiarlos en detalle (Chung, 1970). Para el mismo autor, debería trabajarse con muestras cuya historia de formación es conocida, teniendo en cuenta que el trabajo de investigación básica utilizando muestras remoldeadas saturadas, ha proporcionado la mayor cantidad de información de la que se dispone con respecto a la resistencia a la cizalla de los materiales granulares.

Según Castellanos & Brandon (2013), en las muestras remoldeadas los materiales son mucho más homogéneos e isotrópicos en comparación con un espécimen intacto, por lo cual puede esperarse que todos los planos al interior del material presenten la misma resistencia a la cizalla.

Debido a estos factores y en vista de que las condiciones de fracturamiento de los especímenes intactos extraídos de tubo Shelby dificulta la elaboración de probetas en muestra intacta (véase Figura 58), se consideró viable la elaboración de especímenes remoldeados para evaluar las condiciones de resistencia a la cizalla de los materiales seleccionados de Irapuato.

La representatividad de los resultados obtenidos a partir de ensayos en muestras remoldeadas de material granular, comienza con la calidad de la técnica de preparación utilizada ya que una adecuada preparación de los especímenes permite la creación de muestras homogéneas y repetibles que pueden representar el material caracterizado (Castellanos & Brandon, 2013). El proceso de elaboración de las probetas remoldeadas para el presente estudio, se llevó a cabo de manera tal, que se conservaran al máximo las proporciones granulométricas y en general la calidad y características físicas de las partículas del material intacto.

A continuación se presenta la metodología de elaboración de los especímenes remoldeados a partir de los materiales naturales de Irapuato.

#### ***Elaboración de especímenes remoldeados para pruebas triaxiales CU en condiciones estáticas y dinámicas***

Los valores para la densidad de sólidos utilizados en la elaboración de las probetas fueron obtenidos mediante el método del matraz, sin tener en cuenta las partículas mayores a la malla 4 puesto que no representan una categoría granulométrica relevante para ninguno de los tres materiales (véase Figura 61). Los cálculos de pesos y volúmenes necesarios para reproducir el peso específico seco de la muestra y elaborar especímenes con contenidos de agua cercanos a aquellos que posee el material *in situ*, se presentan a continuación:

El peso volumétrico natural de la muestra  $\gamma_m$  viene dado por la expresión:

$$\gamma_m = \gamma_d(1 + \omega_d) \quad [5.10]$$

Donde  $\gamma_d$  representa el peso específico seco y  $\omega_d$  representa el contenido de agua gravimétrico del material expresado en decimales. El peso volumétrico natural también puede expresarse como la relación entre el peso total de la muestra  $W_m$  (agua y sólidos) y el volumen total de la muestra  $V_T$ . El volumen de los especímenes elaborados corresponde al volumen de un cilindro de diámetro  $D$  de 3.5 cm y un altura  $h$  de 8 cm, calculado mediante la expresión:

$$V_T = \frac{\pi * D^2}{4} * h \quad [5.11]$$

El volumen total en términos de los volúmenes de agua, sólidos y aire para una muestra de material granular es:

$$V_T = V_w + V_S + V_{Aire} \quad [5.12]$$

A partir de las relaciones volumétricas básicas se tiene que:

$$V_s = \frac{W_s}{S_s} \quad [5.13]$$

$$W_s = V_s * S_s \quad [5.14]$$

De donde:

$$\omega_d = \frac{W_w}{V_s * S_s} \quad [5.15]$$

$$W_w = \omega_d * V_s * S_s \quad [5.16]$$

Teniendo en cuenta la definición de la relación de vacíos  $e$ , y la definición de porosidad:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{\frac{W_s}{S_s}} \quad [5.17]$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} \quad [5.18]$$

Se llega a la expresión [5.19] que permite obtener el peso de sólidos necesario para reproducir probetas remoldeadas con un volumen total dado, un valor de densidad de sólidos y valores de porosidad y relación de vacíos representativas del material natural:

$$W_s = \frac{n * V_T * S_s}{e} \quad [5.19]$$

La cantidad de agua requerida para reproducir el peso total de la muestra (expresión 5.21), puede ser calculada si se conoce el contenido de agua gravimétrico del material natural expresado en decimales:

$$\omega_d = \frac{W_w}{W_s} \quad [5.20]$$

Por tanto:

$$W_w = \omega_d * W_s \quad [5.21]$$

### ***Procedimiento para la elaboración de muestras remoldeadas***

El procedimiento para la elaboración de las probetas remoldeadas, comienza con la preparación del material granular seco. En este caso se dejó secar al aire por un periodo de aproximadamente 1 semana una cantidad significativa de material, con el fin de hacer un cuarteo y separar una muestra

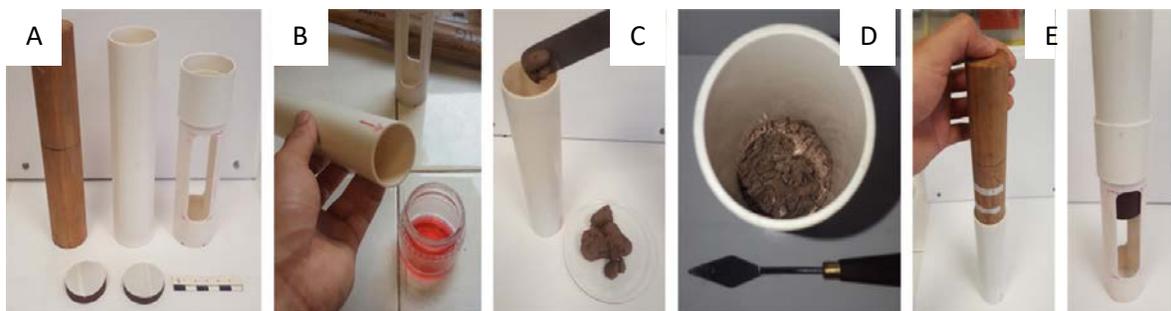
representativa. Posteriormente, con la ayuda del mortero y una solución dispersante (para las fracciones más finas), fueron disgregados cuidadosamente algunos cúmulos de partículas. Finalmente el material separado se pasó por la malla número 4.

La cantidad de sólidos requerida para la elaboración de cada probeta (expresión 5.19), fue mezclada con la cantidad de agua destilada que se calculó a partir de la expresión 5.21, en una bolsa sellada, dejando la mezcla homogeneizar por espacio de 3 días en un cuarto a una temperatura constante (20°C) (Figura 70).



*Figura 70. Preparación del material granular para la elaboración de probetas remoldeadas. A) Proceso de secado al aire del material granular. B) Disgregación de la muestra. C) Adición de agua destilada. D) Homogeneización de la muestra en recipiente plástico sellado.*

Una vez homogeneizada la mezcla, se procede a elaborar las probetas según el procedimiento descrito por la norma ASTM D-4767 (2011). Para que los especímenes adquirieran la forma cilíndrica requerida se utilizó un moldeador de PVC con un diámetro interno de 3.5 cm, al interior del cual se aplica una delgada capa de aceite mineral para facilitar la extracción de la probeta terminada. Cada probeta consta de 6 capas de material con una altura aproximada de 1.3 cm, las cuales se introducen al interior del moldeador con la ayuda de una espátula, ranurando la superficie de cada capa con ayuda de un elemento metálico antes de introducir la capa subsiguiente. Una vez se llega a la capa final, se procede a retirar la probeta del molde con ayuda de un cilindro de madera que presenta un diámetro menor al del tubo de PVC (Figura 71).



*Figura 71. Proceso de elaboración de las probetas remoldeadas para los materiales de Irapuato. A) Remoldeador de madera y PVC. B) Lubricación del interior del tubo con aceite mineral. C) Introducción de las capas de material granular. D) Ranurado de la superficie de las capas intermedias del espécimen remoldeado. E) Extracción de la muestra remoldeada.*

Las probetas elaboradas (9 para triaxial estática y 3 para triaxial cíclica) fueron almacenadas en un recipiente aislante al interior de un cuarto a temperatura constante, durante espacio de 20 días, con el fin de permitir la recuperación tixotrópica relacionada con la presencia de arcillas esmectíticas en su estructura (Figura 72).

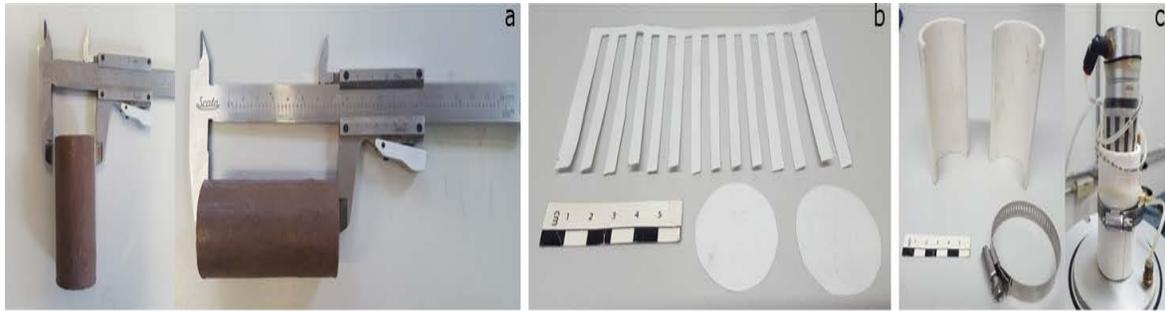


Figura 72. A) Probetas remoldeadas elaboradas para las pruebas triaxiales CU en condiciones estáticas (3 por intervalo de profundidad). B) Probetas remoldeadas elaboradas para las pruebas triaxiales CU en condiciones Cíclicas (1 probeta por intervalo de profundidad). C) Condiciones de almacenamiento previo al ensaye triaxial.

## Montaje

El procedimiento de montaje de las probetas en el equipo triaxial estático comienza con la medición de las dimensiones del espécimen mediante la utilización de un calibrador vernier (Figura 73a). Se procede a pesar la probeta y posteriormente se recubre con un papel filtro recortado a medida cuyo propósito es facilitar el proceso de absorción del agua por parte de la muestra durante el proceso de saturación (Figura 73b) en la misma figura se muestran las dimensiones de los papeles de filtro colocados en el tope y la base del espécimen.

Previo al montaje se saturan las líneas de agua del equipo y las piedras porosas mediante la aplicación de una pequeña cantidad de contrapresión. Con ayuda de un tubo de PVC cortado a la mitad, se instala la membrana impermeable con la cual se recubre el espécimen, para ser montado entre el pedestal y el cabezal de la celda de carga sin perturbar la muestra. Una vez montada la probeta y asegurada la membrana con los o-rings, se retira el tubo de PVC mediante la abrazadera metálica (Figura 73c), finalmente se instala y asegura la cámara de Lucita. El proceso de llenado con agua de la cámara se hace a una presión de línea de 0.2 kg/cm<sup>2</sup>, se asegura el pasador que impide el movimiento del pistón y se procede a configurar el software para la revisión de los transductores y la puesta en marcha de las etapas posteriores de la prueba.



*Figura 73. Proceso de montaje de las probetas en la cámara triaxial. a) Medición de las dimensiones del espécimen previo al montaje en la cámara triaxial. b) Papeles filtro para la etapa de saturación. c) Montaje de la muestra en el equipo triaxial.*

La etapa de saturación se llevó a cabo mediante la aplicación de tres incrementos de contrapresión, en cada uno de los cuales el esfuerzo efectivo aplicado (diferencia entre la contrapresión y la presión confinante) es de 0.1 kg/cm<sup>2</sup>. La magnitud de la contrapresión y confinamiento durante las etapas de saturación depende del valor de la B de Skempton calculado, el cual indica el grado de saturación de la muestra. Una vez se alcanza un valor de B de Skempton de 0.95 o superior se termina la etapa de saturación y se procede a consolidar la muestra.

El valor de la contrapresión durante la etapa de consolidación es el mismo que el último utilizado durante la etapa de saturación. El valor de la presión de confinamiento aplicada depende del esfuerzo de confinamiento efectivo (esfuerzo de confinamiento > contrapresión) que se desee aplicar a la probeta durante la etapa de falla. Una vez la gráfica de cambio de volumen contra la raíz del tiempo en la etapa de consolidación presenta un comportamiento asintótico, se considera terminada la etapa de consolidación y se procede a fallar la muestra.

Debido a que el área transversal de los especímenes así como su altura varía durante el proceso de consolidación, diferentes métodos han sido propuestos con el fin de calcular la altura y el área transversal de los especímenes previos a la etapa de falla. El presente trabajo utiliza las ecuaciones propuestas por Head (1986) tomadas del trabajo de Castellanos & Brandon (2013), en probetas remodeladas. De acuerdo con Head (1986), esas ecuaciones se basan en la teoría de la elasticidad para pequeños cambios volumétricos asumiendo una relación de Poisson de 0.5. Tales ecuaciones, son aplicables a especímenes remodelados debido a su homogeneidad.

$$L_c = L_o \left( 1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_v}{100} \right) \quad [5.22]$$

$$A_c = A_o \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{\varepsilon_v}{100} \right) \quad [5.23]$$

Donde:

$L_c$  : Longitud del espécimen después de la consolidación.,  $L_0$ : Longitud del espécimen antes de la consolidación.,  $\varepsilon_v$ : Cambio volumétrico ocurrido luego de la consolidación.,  $A_c$ : Área transversal después de la consolidación.,  $A_0$ : Área transversal antes de la consolidación.

Durante la etapa de falla, las cargas aplicadas (Figura 74A) fueron seleccionadas de manera tal que la tasa de deformación fuera lo suficientemente lenta para que las lecturas del transductor de presión de poro fueran representativas de las presiones desarrolladas al interior del espécimen.

Durante el proceso de carga axial, se registraron automáticamente los valores de deformación axial, carga aplicada y presión de poro en incrementos de carga de 10 minutos. Una vez se llega a la falla, se da por concluida la prueba triaxial, se procede a desmontar el espécimen con el fin de calcular su contenido de agua y el ángulo de falla en el caso de las muestras que presentan falla frágil (Figuras 74B y 74C). Con los valores obtenidos en el ensaye se generaron las gráficas que permiten el análisis de las condiciones esfuerzo deformación durante el proceso de carga.

Para las pruebas triaxiales pueden utilizarse varios criterios de falla, los cuales en algunos casos, pueden influenciar el ángulo de fricción efectivo obtenido. Para el presente estudio se tuvieron en cuenta los valores de las componentes cohesivas y friccional del criterio de falla de Mohr-Coulomb y los valores para la relación de máximos esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ), y el máximo esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ).

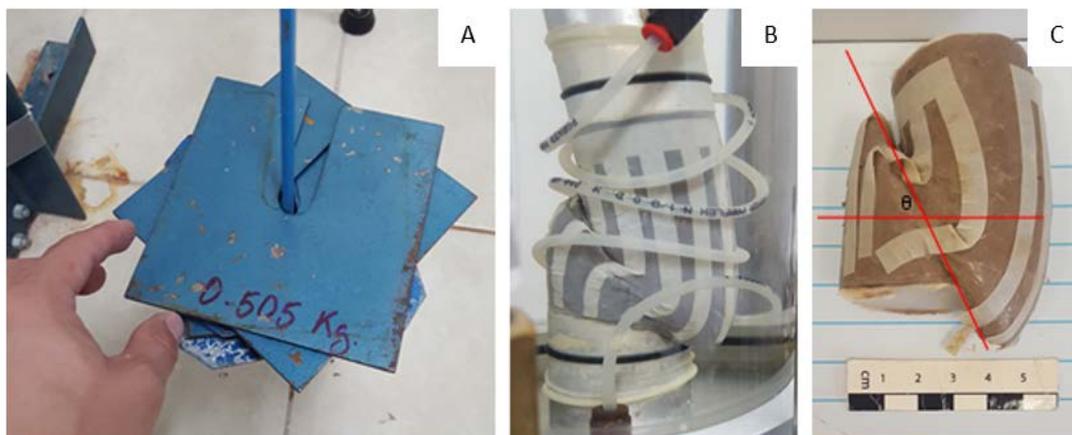


Figura 74. A) Proceso de carga axial incremental. B) Falla frágil por cizalla para las muestras remodeladas de los sedimentos aluviales de Irapuato. C) Ángulo y modo de falla.

### Triaxiales dinámicas CU

El Procedimiento de montaje para las probetas en la cámara triaxial cíclica es similar al que se lleva a cabo en la cámara triaxial estática. Una vez montada la probeta se llena la cámara con agua hasta un nivel que cubra por completo el espécimen pero dejando un espacio de aire en la parte superior

de la celda de carga, con el fin de evitar fluctuaciones en la presión de confinamiento como consecuencia del movimiento del pistón durante la carga cíclica (Figura 75A).

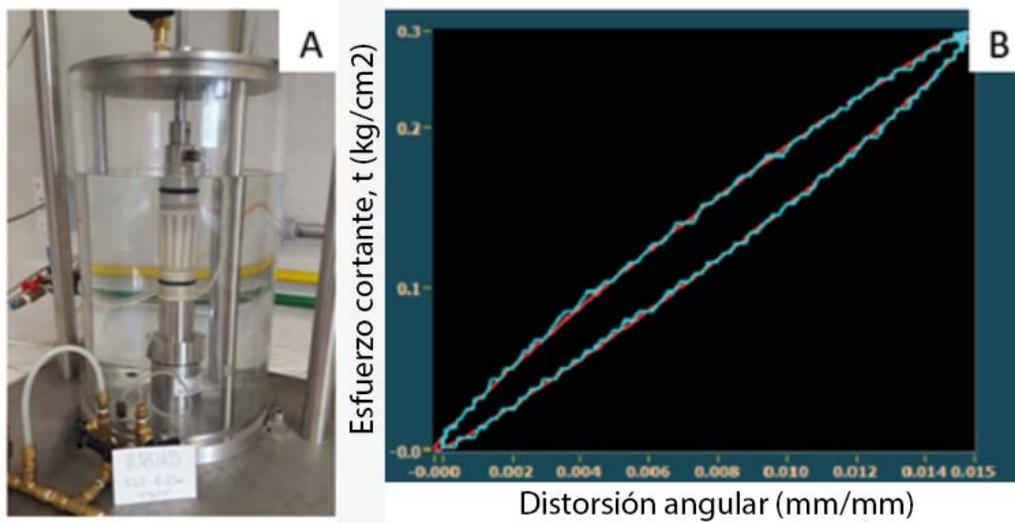


Figura 75. A) Montaje de probeta y llenado parcial de la cámara de carga del equipo triaxial cíclico del LAMG del Centro de Geociencias. B) Ciclo de histéresis típico en la gráfica esfuerzo cortante Vs distorsión angular para una Semi-amplitud de carga, durante las pruebas triaxiales cíclicas llevadas a cabo con los materiales de Irapuato.

Las etapas de saturación, medición de la B de Skempton y Consolidación se realizan de manera análoga a las pruebas en condiciones de carga axial estática. La etapa de falla para las pruebas cíclicas CU en carga controlada se llevó a cabo mediante la aplicación de incrementos de semi-amplitud de 0.15 kg, a 1 Hz de frecuencia y 20 ciclos por semi-amplitud, tantos incrementos como fuese necesario para llevar los especímenes a la falla. El proceso de aplicación de la carga cíclica fue monitoreado mediante gráficas en tiempo real de desplazamiento Vs tiempo, carga Vs tiempo y presión de poro Vs tiempo. La selección y análisis de los ciclos de histéresis obtenidos de la prueba (Figura 75B) fue realizado mediante el uso del Software de análisis del equipo triaxial cíclico, el cual permite obtener los valores del Módulo de Rigidez (en kg/cm<sup>2</sup>), Módulo de amortiguamiento (en %) y deformación angular (en mm/mm), para ciclos individuales en una semi-amplitud específica y para toda la serie de semi-amplitudes de carga aplicados.

#### 4.1.5.1. Resultados de las pruebas triaxiales estáticas Consolidadas-No drenadas en carga controlada

Con el fin de facilitar la comprensión de los resultados obtenidos, la tabla 10 presenta la convención que se utilizará en los apartados subsiguientes, para hacer referencia a los especímenes ensayados de cada uno de los intervalos de profundidad, el tipo de prueba a la que se hace referencia (estática o cíclica) y al material a partir del cual fueron elaborados los especímenes.

Tabla 10. Etiquetas para las muestras ensayadas pertenecientes a los materiales aluviales de Irapuato. SM: Arena limosa, SC: Arena arcillosa, Pg: Alto contenido de plagioclasa (cálcica), Qz: Alto contenido de cuarzo a manera de cristales individuales y en líticos. RI: Alto contenido de fragmentos líticos de riolita (muy meteorizados) E: Prueba triaxial CU estática, C: Prueba triaxial CU Cíclica.

<b>Profundidad</b>	<b>Etiqueta</b>
7.20-7.32 m	IR-7-SM-Pg (E/C)
10.68-10.83 m	IR-10-SC-Qz (E/C)
15.40-15.60 m	IR-15-SC-RI (E/C)

El modo de falla de las muestras ensayadas permitió apreciar un plano de falla bien definido para la mayoría de especímenes. El ángulo de falla para las muestras se encuentra dentro del rango de los 34-36° (Figura 76).

Las curvas de los tres especímenes ensayados a presiones de confinamiento efectivo de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup> (3 por estrato), son presentadas en cada gráfica con el fin de comparar los resultados obtenidos a medida que variaban las condiciones de aplicación de los esfuerzos normales para cada material. La deformación unitaria axial es graficada contra el esfuerzo desviador, la presión de poros y la relación de esfuerzos efectivos.

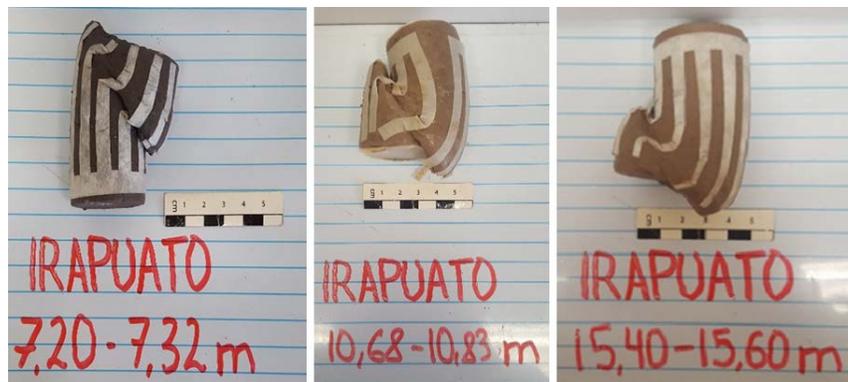


Figura 76. Modo de falla para los especímenes de sedimentos aluviales en Irapuato. Puede apreciarse el modo de falla frágil predominante para las tres profundidades analizadas.

### **Esfuerzo desviador Vs Deformación unitaria axial**

En la Figura 77 se presentan los gráficos del Esfuerzo desviador Vs la Deformación unitaria axial para las muestras IR-7-SM-Pg (E), IR-10-SC-Qz (E) e IR-15-SC-RI (E).

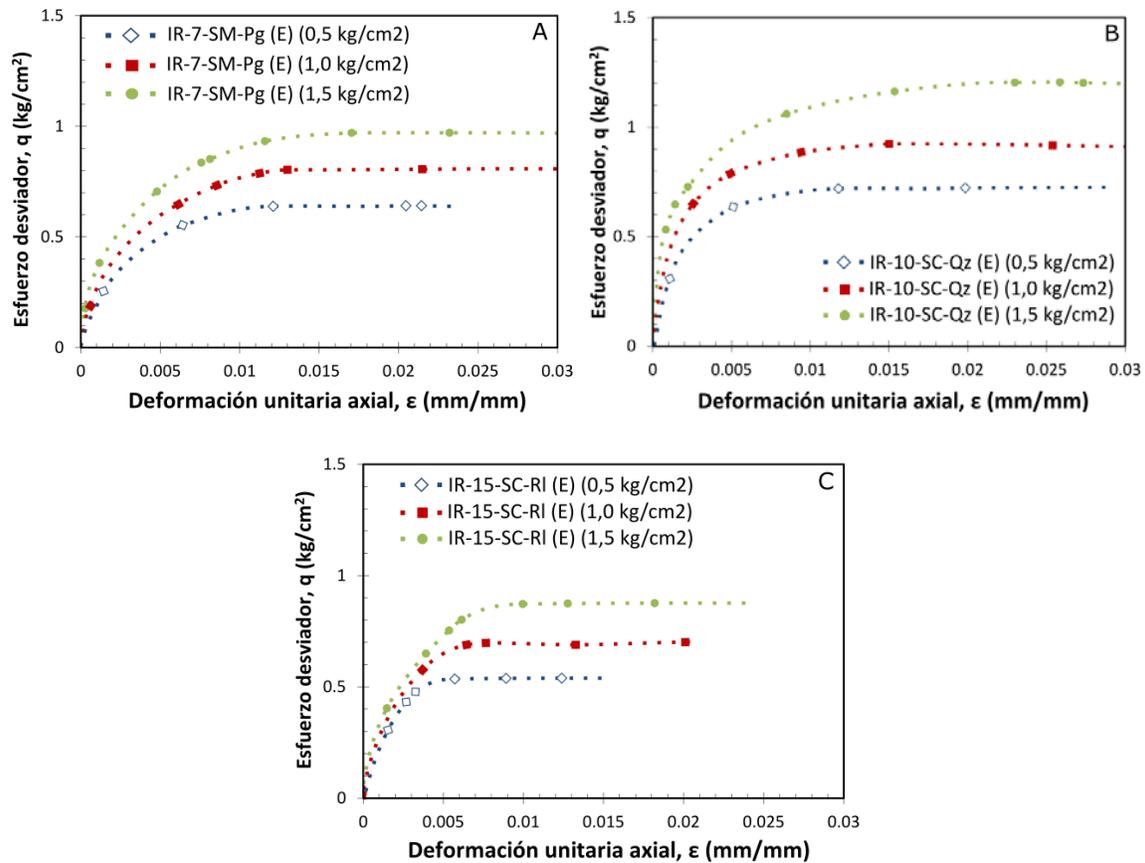


Figura 77. Gráficos esfuerzo desviador Vs Deformación unitaria axial para los sedimentos aluviales de Irapuato. A) Muestras IR-7-SM-Pg (E). B) Muestras IR-10-SC-Qz (E). C) Muestras IR-15-SC-RI (E). Ensayes triaxiales estáticos tipo CU en carga controlada.

#### Muestras IR-7-SM-Pg (E):

La Figura 77A muestra la relación que existe entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria axial para las muestras IR-7-SM-Pg (E). La información de la Figura indica que la resistencia del material aumenta (en términos del esfuerzo desviador máximo al momento de la falla) conforme aumenta la presión de confinamiento aplicada. El espécimen sometido a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó un esfuerzo desviador máximo a la falla de 0.624 kg/cm<sup>2</sup> para una deformación axial de 0.0119 mm/mm. Al aumentar la presión de confinamiento, la muestra ensayada a 1.0 kg/cm<sup>2</sup> llega a un esfuerzo desviador máximo de 0.804 kg/cm<sup>2</sup> para una deformación axial de 0.0134 mm/mm. Finalmente la muestra sometida a la presión de confinamiento más alta (1.5 kg/cm<sup>2</sup>), alcanza un esfuerzo desviador máximo a la falla de 0.972 kg/cm<sup>2</sup>, para una deformación axial unitaria de 0.0169 mm/mm.

La resistencia de las muestras indica, que para alcanzar una deformación axial de 0.01 mm/mm, la muestra ensayada a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, requiere la aplicación de un esfuerzo desviador menor, en comparación con las muestras llevadas a presiones de confinamiento

de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, las cuales requieren esfuerzos desviadores mayores para alcanzar el mismo valor de deformación axial.

#### ***Muestras IR-10-SC-Qz (E):***

La relación entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria axial para las muestras IR-10-SC-Qz (E), se presenta en la Figura 77B. La muestra sometida a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup> presenta un esfuerzo desviador máximo a la falla de 0.726 kg/cm<sup>2</sup> para una deformación axial de 0.0117 mm/mm. La muestra con una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó un esfuerzo desviador de 0.912 kg/cm<sup>2</sup> a una deformación de 0.0153 mm/mm. Finalmente, la muestra sometida a una presión de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó el máximo esfuerzo desviador de las muestras ensayadas en los sedimentos aluviales de Irapuato, alcanzando un esfuerzo desviador máximo a la falla de 1.216 kg/cm<sup>2</sup> con una deformación axial de 0.0226 mm/mm.

Puede verse que la muestra llevada a la presión de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanza el punto de falla a un valor de deformación mayor en comparación con las muestras ensayadas a presiones de confinamiento más bajas.

Resulta interesante observar que las muestras ensayadas para este intervalo de profundidad tienden a presentar un rango elástico muy pequeño que se limita a niveles de deformación muy bajos, por lo cual podría decirse que estas muestras presentan un comportamiento predominantemente plástico a través de todo el rango de deformación. El esfuerzo desviador máximo a la falla y la deformación alcanzada al momento de la falla, indica que estos materiales presentan una resistencia mayor (para las tres presiones de confinamiento consideradas) en comparación con las muestras IR-7-SM-Pg (E) e IR-15-SC-RI (E).

#### ***Muestras IR-15-SC-RI (E):***

La Figura 77C muestra la relación que existe entre el esfuerzo desviador y la deformación axial para las muestras IR-15-SC-RI (E). A partir de la Figura puede verse, que la magnitud de los esfuerzos desviadores alcanzados por este material, es la menor de las tres profundidades analizadas.

La muestra llevada a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó un esfuerzo desviador de 0.538 kg/cm<sup>2</sup> para un valor de deformación axial a la falla de 0.0047 mm/mm, presentando la menor resistencia en términos del esfuerzo desviador de todos los especímenes ensayados en los materiales de Irapuato.

La muestra con una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> alcanzó un mayor esfuerzo desviador llegando a un valor de 0.701 kg/cm<sup>2</sup> con una deformación axial de 0.0074 mm/mm. Finalmente la muestra sometida a una presión de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó un valor máximo de esfuerzo desviador a la falla de 0.870 kg/cm<sup>2</sup> para una deformación axial de 0.01 mm/mm.

Puede verse que estos materiales presentan un incremento en la deformación axial máxima a la falla, conforme aumenta la presión de confinamiento efectiva. No obstante, la diferencia entre las deformaciones máximas alcanzadas y los valores máximos del esfuerzo desviador a la falla, son menores si se comparan con la magnitud de los esfuerzos y deformaciones alcanzados por las muestras IR-7-SM-Pg (E) e IR-10-SC-Qz (E).

A pesar de las diferencias substanciales en la magnitud de los esfuerzos y deformaciones que presentan las probetas remoldeadas elaboradas con los tres materiales aluviales de Irapuato, puede verse que estos materiales presentan un comportamiento esfuerzo-deformación predominantemente plástico, en el cual no se observan picos en el valor del esfuerzo desviador máximo al momento de la falla. Las probetas remoldeadas ensayadas para los tres intervalos de profundidad se comportan de manera dúctil, mostrando un aumento en la tasa de deformación a partir de cierto valor de deformación axial.

Se observa que independientemente del esfuerzo confinante aplicado, la mayor parte de la deformación generada es irre recuperable y que una vez alcanzado el punto de cedencia (el cual se puede relacionar con el máximo valor del esfuerzo desviador alcanzado), se presenta un aumento en la deformación bajo la aplicación de una carga axial constante.

### Presión de poro Vs Deformación unitaria axial

En la Figura 78 se presentan los gráficos de la Presión de poro Vs la Deformación unitaria axial para las muestras remoldeadas elaboradas con los sedimentos aluviales de Irapuato. Cada gráfica incluye las curvas obtenidas a presiones de confinamiento de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

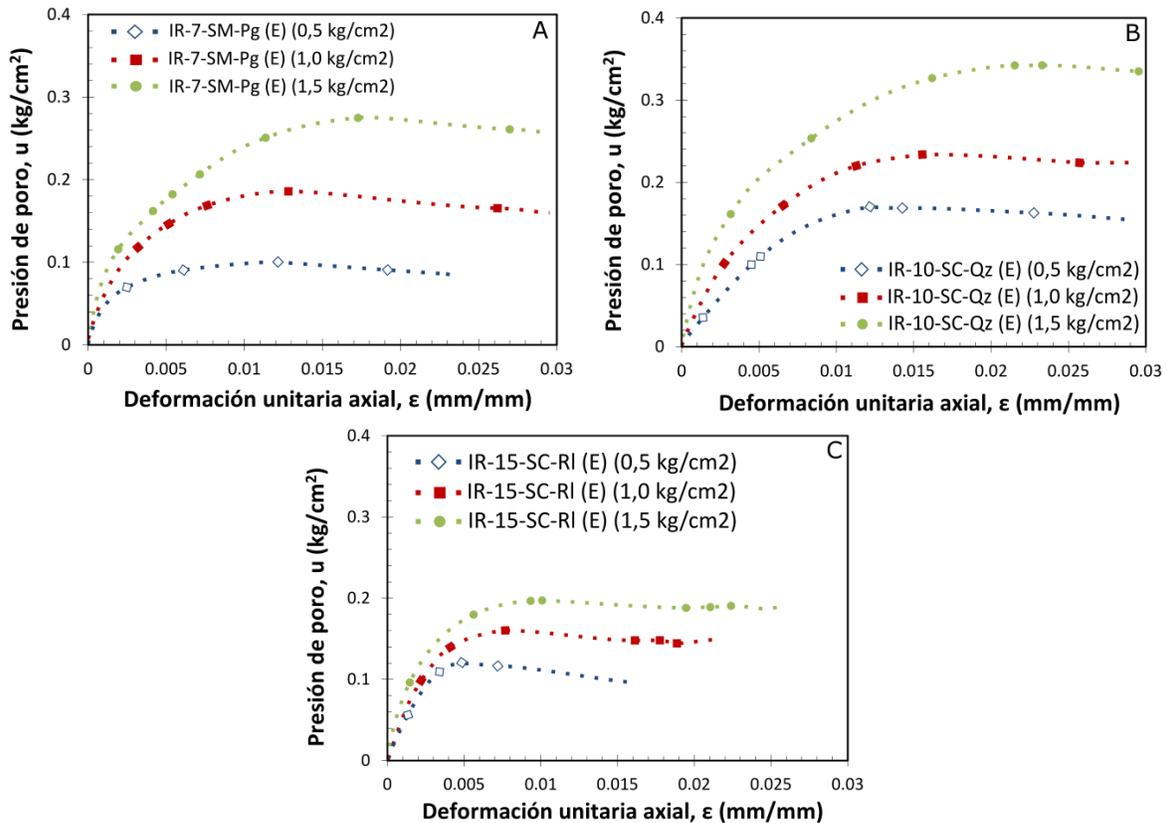


Figura 78. Gráficos Presión de poro Vs Deformación unitaria axial para los sedimentos aluviales de Irapuato. A) Muestras IR-7-SM-Pg (E). B) Muestras IR-10-SC-Qz (E). C) Muestras IR-15-SC-RI (E). Ensayes triaxiales estáticos tipo CU en carga controlada.

### ***Muestras IR-7-SM-Pg (E):***

En la Figura 78A, se muestra la relación entre la presión de poro y la deformación unitaria axial para las muestras IR-7-SM-Pg (E). A partir de la Figura puede verse que la presión de poro al momento de la falla aumenta conforme aumenta la presión de confinamiento efectivo aplicado. La presión de poro a la falla para el espécimen sometido a una presión confinante de 0.5 kg/cm<sup>2</sup> es de 0.096 kg/cm<sup>2</sup> a una deformación axial de 0.0119 mm/mm. Al aumentar la presión de confinamiento, la muestra llevada a 1.0 kg/cm<sup>2</sup> alcanza una presión de poro de 0.186 kg/cm<sup>2</sup> para una deformación axial mayor de 0.0134 mm/mm. Finalmente la muestra ensayada a una presión confinante de 1.5 Kg/cm<sup>2</sup>, alcanza una presión de poro a la falla de 0.270 kg/cm<sup>2</sup> a una deformación axial de 0.0169 mm/mm.

Puede verse que la cantidad de deformación axial alcanzada para los valores máximos de la presión de poro, es similar a la cantidad de deformación unitaria axial lograda para los puntos de máximo esfuerzo desviador. Por tanto, puede decirse que para las tres muestras ensayadas, el valor máximo de la presión de poro desarrollada, suele presentarse en el momento para el cual el esfuerzo desviador es máximo. Asimismo, puede verse que el valor en la presión de poro luego de alcanzar el momento de falla, tiende a disminuir o mantenerse constante a medida que aumenta la deformación axial.

### ***Muestras IR-10-SC-Qz (E):***

La Figura 78B presenta la relación que existe entre el desarrollo de la presión de poro y la deformación axial unitaria para las muestras IR-10-SC-Qz (E). Puede apreciarse un aumento en la magnitud de la presión de poros desarrollada durante la cizalla conforme aumenta el esfuerzo confinante efectivo. La muestra sometida a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, presentó una presión de poro a la falla de 0.170 kg/cm<sup>2</sup> para un valor de deformación axial de 0.0117mm/mm. La muestra ensayada a una presión confinante de 1.0 Kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó una presión de poro de 0.222 kg/cm<sup>2</sup> con una deformación axial a la falla de 0.0153 mm/mm. Finalmente la probeta ensayada a una presión de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó el mayor valor en la presión de poros alcanzada por las probetas ensayadas con los materiales aluviales de Irapuato, llegando a un valor de 0.350 kg/cm<sup>2</sup> con una deformación axial de 0.0226 mm/mm.

Puede verse que existe un aumento en el valor alcanzado por la presión de poro a medida que aumenta la presión de confinamiento efectivo y el esfuerzo desviador aplicado. Puede verse a partir de la gráfica, que luego de ocurrida la falla, las muestras ensayadas para este rango de profundidad presentan una tendencia hacia la disminución en la presión de poro para valores mayores de deformación bajo la aplicación de cargas constantes.

### ***Muestras IR-15-SC-RI (E):***

La Figura 78C muestra la relación existente entre la presión de poro y la deformación unitaria axial para las muestras IR-15-SC-RI (E). A partir de la Figura puede verse que la muestra sometida a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó un valor de exceso en la presión de poro de 0.118 kg/cm<sup>2</sup> a una deformación axial de 0.0047 mm/mm. Para la muestra ensayada a una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, se llegó a una presión de poro de 0.162 a una deformación unitaria

axial de 0.0074 mm/mm. Finalmente, la muestra ensayada a una presión confinante de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó una presión de poro al momento de la falla de 0.196 kg/cm<sup>2</sup> con un valor de deformación unitaria axial de 0.01 mm/mm.

Puede verse que los valores máximos en las presiones de poro alcanzadas por las muestras IR-15-SC-RI (E), son menores en magnitud y se dan a unos valores de deformación unitaria axial menores, sobre todo si se comparan con los alcanzados por las muestras IR-10-SC-Qz (E). Los resultados indican, que los valores máximos en la presión de poro alcanzada por las tres muestras IR-15-SC-RI (E), son proporcionales al aumento en la presión de confinamiento efectivo y del esfuerzo axial aplicado.

### Relación de esfuerzos efectivos Vs Deformación unitaria axial

En la Figura 79 se presentan los gráficos de la Relación de esfuerzos efectivos Vs la Deformación unitaria axial para las muestras remoldeadas elaboradas con los sedimentos aluviales de Irapuato. Cada gráfica incluye las curvas obtenidas a presiones de confinamiento de 0.5, 1.0 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

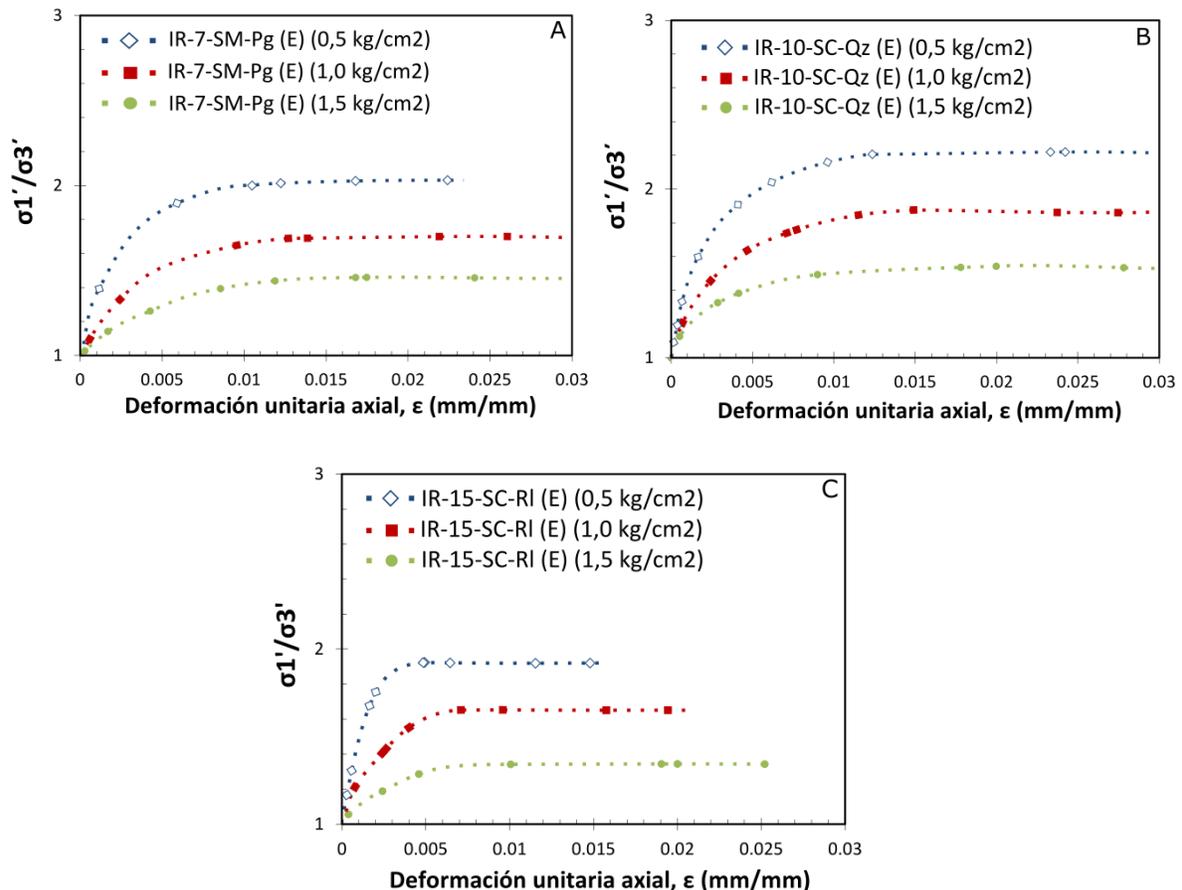


Figura 79. Gráficos Relación de esfuerzos efectivos principales ( $\sigma_1'/\sigma_3'$ ) Vs Deformación unitaria axial para los ensayos triaxiales con material aluvial de Irapuato. A) Muestras IR-7-SM-Pg (E). B) Muestras IR-10-SC-Qz (E). C) Muestras IR-15-SC-RI (E). Ensayes triaxiales estáticos tipo CU en carga controlada.

#### ***Muestras IR-7-SM-Pg (E):***

La Figura 79A muestra los resultados obtenidos para la relación de esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) Vs la deformación unitaria axial de las muestras IR-7-SM-Pg (E). La información contenida en la Figura muestra que el espécimen ensayado a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, presenta un valor de la relación de esfuerzos efectivos a la falla de 2.023 con un valor de deformación de 0.0119 mm/mm. La muestra ensayada a una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, alcanza una relación de esfuerzos efectivos máxima de 1.716 para un valor de deformación axial unitaria de 0.0134 mm/mm. Finalmente, la muestra ensayada a la mayor presión de confinamiento (1.5 kg/cm<sup>2</sup>) presenta un valor en la relación de esfuerzos efectivos al momento de la falla de 1.412 con un valor de deformación unitaria axial de 0.0169 mm/mm.

Las gráficas obtenidas indican una disminución para el valor de la máxima relación de esfuerzos efectivos a medida que aumenta la presión de confinamiento. Tal disminución en la máxima relación de esfuerzos efectivos, se debe al aumento en el esfuerzo axial que el material es capaz de soportar cuando aumenta la presión de confinamiento.

#### ***Muestras IR-10-SC-Qz (E):***

La Figura 79B muestra la relación de esfuerzos efectivos Vs el desarrollo de deformación unitaria axial para las muestras IR-10-SC-Qz (E). La relación de esfuerzos efectivos para la muestra ensayada a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, llegó a un valor de 2.203 con un valor de deformación axial de 0.0117 mm/mm. La muestra ensayada a una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó una relación de esfuerzos efectivos menor llegando a un valor de 1.844 con una deformación axial de 0.0150 mm/mm. Por último, la muestra llevada a una presión de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup> alcanzó una relación de esfuerzos efectivos de 1.506 y una deformación axial de 0.02 mm/mm.

La tendencia general indica una disminución en la máxima relación de esfuerzos efectivos a medida que aumenta la presión de confinamiento aplicado. Para las muestras sometidas a presiones de confinamiento de 0.5 kg/cm<sup>2</sup> y 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, la máxima relación de esfuerzos efectivos se da a un valor de deformación menor en comparación con la muestra ensayada a 1.5 kg/cm<sup>2</sup> de presión confinante.

#### ***Muestras IR-15-SC-RI (E):***

La Figura 79C muestra los resultados de la relación entre los esfuerzos efectivos principales Vs la deformación unitaria axial para las muestras IR-15-SC-RI (E). La muestra ensayada a una presión confinante de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, alcanzó un valor de relación de esfuerzos principales a la falla de 1.933. El valor de deformación axial alcanzado por dicha probeta fue de 0.0047 mm/mm. Para la muestra ensayada a una presión confinante de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, disminuye el valor de la relación de esfuerzos efectivos con un valor de 1.644 y una deformación axial unitaria de 0.0074 mm/mm. Finalmente la muestra ensayada a una presión de confinamiento de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, llegó al menor valor en la relación de esfuerzos efectivos para este rango de profundidad, alcanzando 1.352 con un valor de deformación axial de 0.01 mm/mm.

La tendencia general indica, que para determinado valor de presión confinante, la máxima relación de esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ), alcanza un valor más alto en el material más resistente. Si se tiene en cuenta que los tres materiales fueron sometidos a las mismas presiones de confinamiento, el esfuerzo axial  $\sigma'_1$  aplicado, será mayor para el material más resistente, por tanto dicho material presentará un mayor valor para la máxima relación de esfuerzos efectivos bajo una determinada presión de confinamiento.

### ***Diagramas de Mohr-Coulomb***

A continuación se presentan los diagramas de Mohr-Coulomb obtenidos a partir de nueve (9) pruebas triaxiales (3 por estrato) llevadas a cabo con los materiales granulares seleccionados de Irapuato (Figura 80). Cada grafica incluye los círculos y las envolventes de falla según el criterio de Mohr-Coulomb en términos de los esfuerzos efectivos y totales.

Los resultados obtenidos a partir de los diagramas de círculos de Mohr para las muestras de los sedimentos aluviales de Irapuato, indican diferencias importantes en las componentes friccionantes y cohesivas de resistencia a la cizalla para las tres profundidades analizadas.

Los círculos de Mohr que representan los estados de esfuerzo en dos dimensiones para las muestras IR-10-SC-Qz (E), permiten trazar una envolvente de falla cuyo valor para el ángulo de fricción interna tanto total como efectivo es el mayor de las tres profundidades analizadas. Esto se debe a la magnitud de los esfuerzos de cizalla y desviador alcanzados por los tres especímenes ensayados para este rango de profundidad.

La componente de resistencia inicial a la cizalla o cohesión efectiva para las muestras IR-10-SC-Qz (E), alcanzó un valor de 0.196 kg/cm<sup>2</sup>, algo inferior al valor de la cohesión presentado por las muestras IR-7-SM-Pg (E) (0.210 kg/cm<sup>2</sup>) y mayor en comparación con la cohesión efectiva para las muestras IR-15-SC-RI (E) (0.180 kg/cm<sup>2</sup>).

Resulta interesante observar, que las envolventes de falla en términos de esfuerzos totales y efectivos, presentan una variación en el ángulo de fricción interna, el cual es por lo regular mayor para la envolvente de los esfuerzos efectivos. Para cada uno de los tres materiales, el efecto del aumento en la presión de poro tiene como resultado una disminución en los esfuerzos efectivos. Como consecuencia, los círculos de Mohr se desplazan hacia la izquierda un valor equivalente a la presión de poro desarrollada, por lo que el estado de esfuerzos en términos de esfuerzos efectivos llega a tocar la envolvente de falla a un valor de esfuerzo normal menor comparado con el estado de esfuerzos totales.

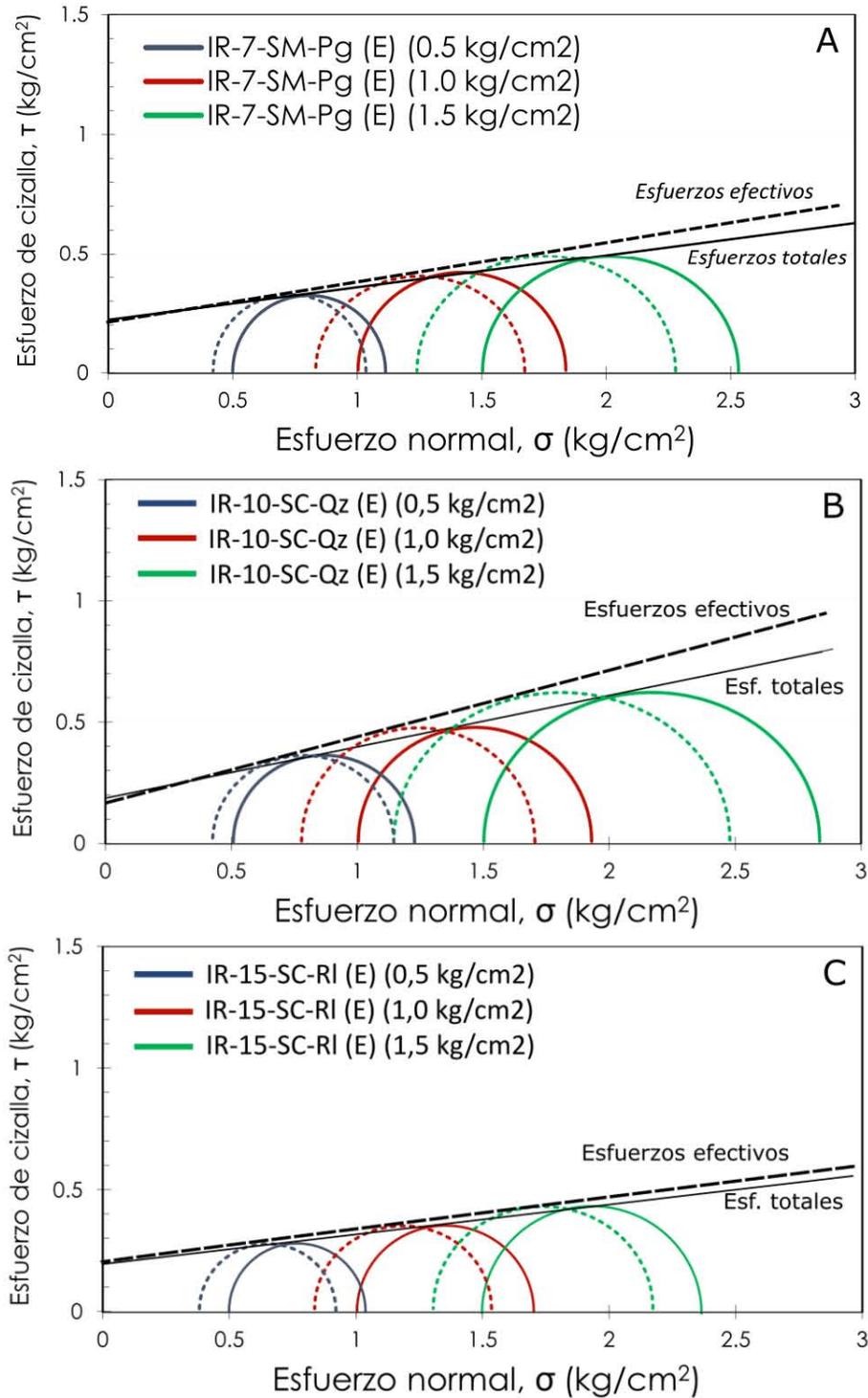


Figura 80. Diagramas de los círculos de Mohr en términos del Esfuerzo de cizalla Vs Esfuerzo normal aplicado, para los sedimentos aluviales de Irapuato. A) Muestras IR-7-SM-Pg (E). B) Muestras IR-10-SC-Qz (E). C) Muestras IR-15-SC-RI (E). Ensayes triaxiales estáticos tipo CU en carga controlada.

Las tablas 11-13 presentan un sumario de los resultados obtenidos para la resistencia a la cizalla de los materiales ensayados de Irapuato, en términos del esfuerzo confinante efectivo, el esfuerzo de cizalla, la presión de poro desarrollada, el ángulo de fricción interna efectivo y la cohesión efectiva al momento de la falla.

*Tabla 11. Resultados de resistencia a la cizalla en términos de esfuerzos efectivos, esfuerzos de cizalla y presión de poro máximos al momento de la falla para las muestras IR-7-SM-Pg (E). Se indican los ángulos de fricción interna y el valor de cohesión efectivo para cada una de los materiales analizados.*

Esfuerzo confinante efectivo $\sigma_3'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo de cizalla al momento de falla $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión de poro al momento de falla $u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de fricción interna efectivo ( $\phi'$ )	Cohesión $C'$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.502	0.312	0.096	15.49	0.210
1.005	0.402	0.186		
1.500	0.486	0.270		

*Tabla 12. Resultados de resistencia a la cizalla para las muestras IR-10-SC-Qz (E)*

Esfuerzo confinante efectivo $\sigma_3'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo de cizalla al momento de falla $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión de poro al momento de falla $u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de fricción interna efectivo ( $\phi'$ )	Cohesión $C'$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.500	0.363	0.170	21.80	0.196
1.006	0.456	0.222		
1.496	0.608	0.350		

*Tabla 13. Resultados de resistencia a la cizalla para las muestras IR-15-SC-RI (E)*

Esfuerzo confinante efectivo $\sigma_3'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo de cizalla al momento de falla $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión de poro al momento de falla $u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de fricción interna efectivo ( $\phi'$ )	Cohesión $C'$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.503	0.269	0.118	13.72	0.180
1.001	0.351	0.162		
1.50	0.435	0.196		

5.1.5.2. Resultados de las Pruebas triaxiales cíclicas Consolidadas-No drenadas en carga controlada

La resistencia de los materiales seleccionados de Irapuato ante la aplicación de cargas cíclicas, fue evaluada en términos de la degradación del módulo de rigidez del material  $G$  y de la relación de amortiguamiento  $\lambda$ . El valor de la presión de confinamiento utilizada en la etapa de falla para las tres muestras fue de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> con una frecuencia de 1Hz e incrementos de 0.15 kg de semi-amplitud con 20 ciclos por etapa, manteniendo la muestra en compresión (carga en un solo sentido, véase Figura 44B) hasta llegar a la falla del espécimen.

La Figura 81 muestra que durante la aplicación de carga cíclica para las probetas remoldeadas de Irapuato, se da un aumento en la deformación permanente de la muestra a medida que se incrementa la carga cíclica aplicada.

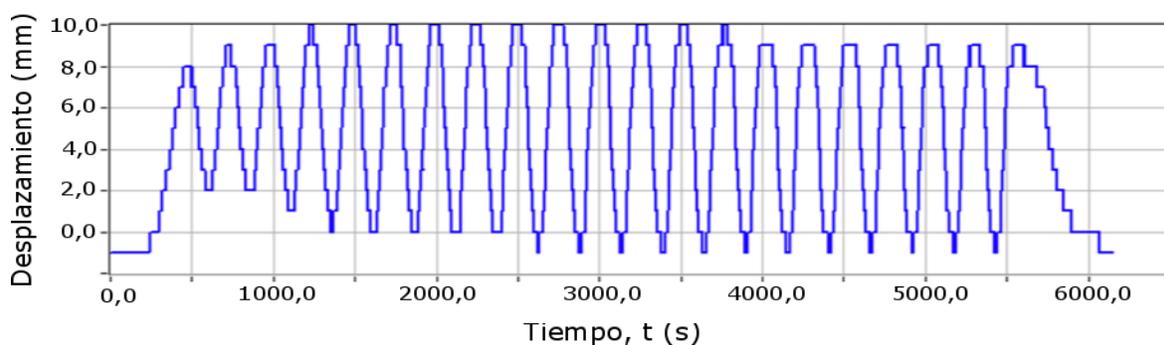


Figura 81. Comportamiento típico de la relación desplazamiento Vs tiempo durante la aplicación de la carga cíclica en los materiales granulares de Irapuato. Obsérvese el aumento gradual en la deformación permanente para los ciclos intermedios hasta llegar al máximo desplazamiento en la falla por carga cíclica.

La Figura 82 permite apreciar el aumento en las semi-amplitudes de carga cíclica aplicada durante las pruebas. La tendencia lineal al final de la gráfica indica el punto de falla de la muestra por pérdida de rigidez debida a la carga cíclica.

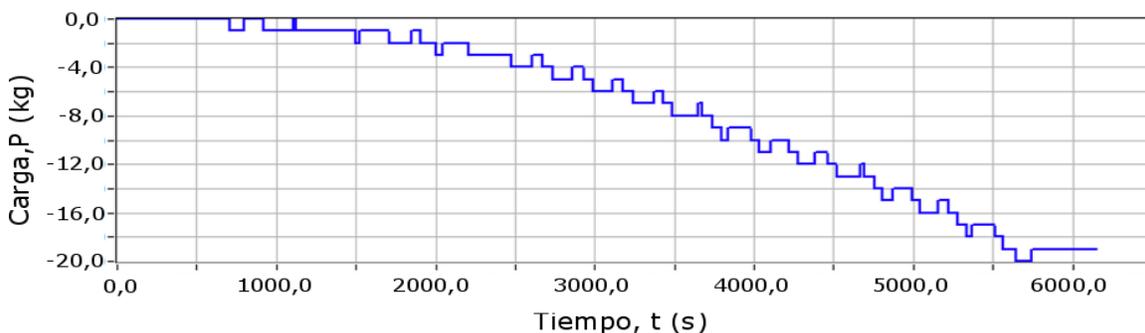


Figura 82. Comportamiento típico de la relación entre la carga y el tiempo para las pruebas triaxiales cíclicas llevadas a cabo con los materiales de Irapuato. A medida que aumentan los ciclos de carga-descarga, se presenta una acumulación de deformación permanente en la muestra. La inclinación de la gráfica indica el aumento en la carga cíclica aplicada durante las etapas de aumento en la semi-amplitud.

El análisis de las curvas de histéresis típicas para los ciclos de carga-descarga durante los ensayos triaxiales llevados a cabo con los materiales de Irapuato, permite ver que existe una relación entre la pérdida de resistencia de las muestras durante la carga cíclica, la disminución de la pendiente de la curva de histéresis y el aumento en el área de las curvas (debida a la disipación de energía) a medida que se incrementa la deformación angular.

Los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas tipo CU llevadas a cabo con los materiales aluviales de Irapuato, son presentados en la tabla 14.

*Tabla 14. Resultados de las pruebas triaxiales cíclicas llevadas a cabo con los materiales granulares de Irapuato.*

<i>Muestra</i>	<i>Módulo de Rigidez (kg/cm<sup>2</sup>)</i>		<i>Relación de Amortiguamiento (%)</i>	
	Inicial	Final	Inicial	Final
IR-7-SM-Pg (C)	15.364	4.482	6.044	9.333
IR-10-SC-Qz (C)	24.174	7.056	16.143	23.110
IR-15-SC-RI (C)	7.250	0.217	30.188	32.969

***Curvas de degradación del Módulo de rigidez G y relación de amortiguamiento λ Vs Deformación angular***

La Figura 83 muestra las curvas de degradación del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento, para las tres (3) muestras remoldeadas IR-7-SM-Pg (C), IR-10-SC-Qz (C) e IR-15-SC-RI (C), ensayadas en el equipo triaxial cíclico en condiciones no drenadas por carga controlada.

***Muestra IR-7-SM-Pg (C):***

En las Figuras 83A y 83 B, se presentan los resultados de la degradación en el módulo de rigidez y la variación del amortiguamiento Vs la distorsión angular, para la muestra IR-7-SM-Pg (C). El valor inicial para el módulo de rigidez de esta muestra es de 15.364 kg/cm<sup>2</sup> con una distorsión angular de 0.024 mm/mm, hasta llegar a un valor final en el módulo de rigidez de 4.482 kg/cm<sup>2</sup> y una distorsión angular de 0.040 mm/mm. La muestra presenta un valor inicial de amortiguamiento de 6.044 % hasta llegar a un valor final de 9.333 % con distorsiones angulares de 0.024 mm/mm y 0.040 mm/mm, respectivamente.

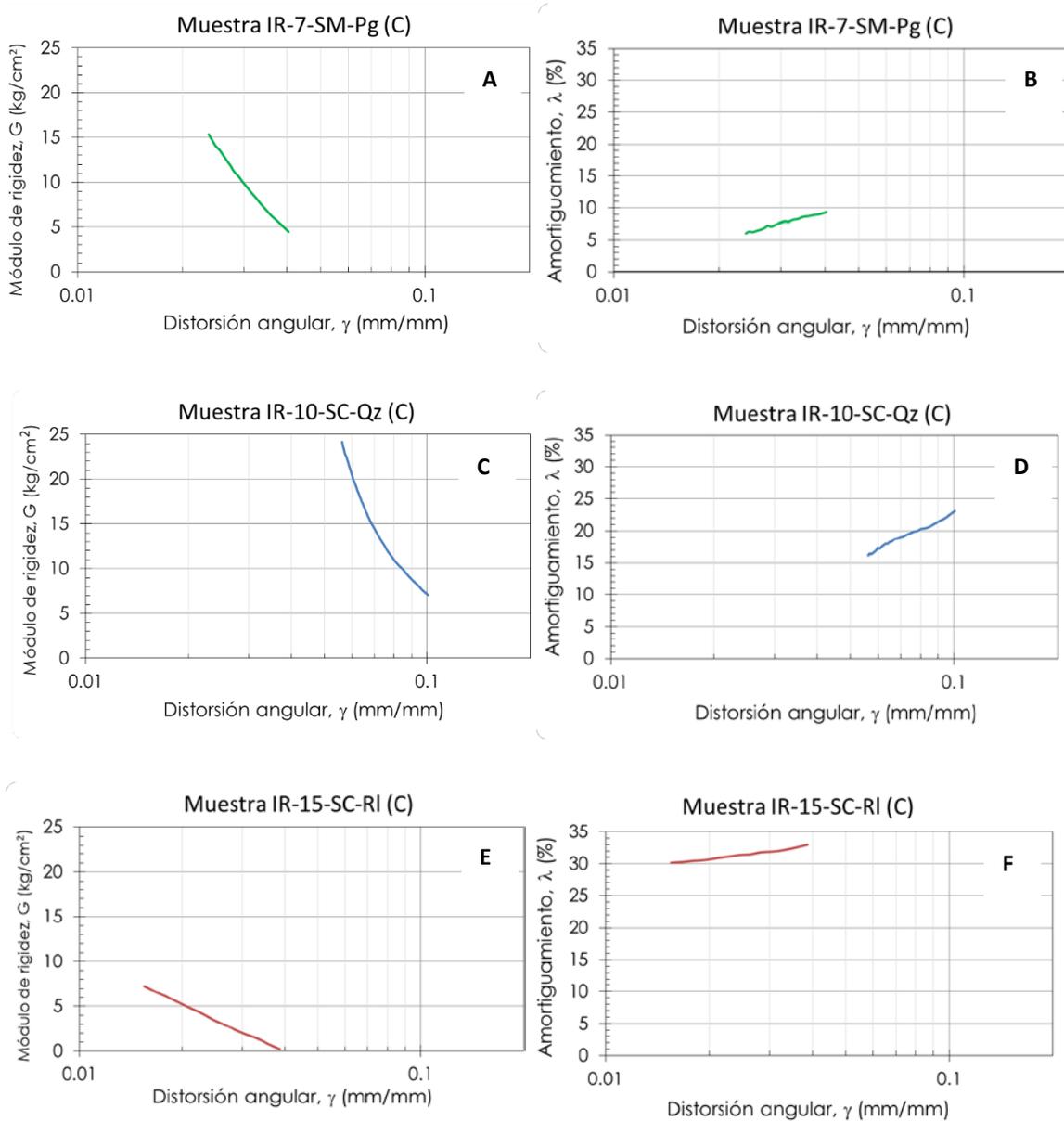


Figura 83. Diagramas de degradación del módulo de rigidez Vs deformación angular y relación de amortiguamiento Vs deformación angular para los materiales aluviales de Irapuato. A-B) Muestra IR-7-SM-Pg (C). C-D) Muestra IR-10-SC-Qz (C). E-F) Muestra IR-15-SC-RI (C). Ensayes triaxiales cíclicos en carga controlada tipo CU. Presión de confinamiento efectiva: 1.0 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **Muestra IR-10-SC-Qz (C):**

Las Figuras 83C y 83D, presentan los resultados de la degradación en el módulo de rigidez y la variación del amortiguamiento Vs la distorsión angular, para la muestra IR-10-SC-Qz (C). Puede verse que la muestra presenta un valor inicial de rigidez de 24.174 kg/cm<sup>2</sup> con un valor de deformación angular de 0.056 mm/mm. Conforme aumenta la deformación por cizalla debida a la carga cíclica, la muestra presenta un valor final en el módulo de rigidez de 7.056 kg/cm<sup>2</sup>, con una deformación

angular de 0.101 mm/mm. La muestra presentó un valor inicial de amortiguamiento de 16.143%, el cual se incrementa hasta 23.110% con valores de distorsión angular de 0.056 mm/mm y 0.101 mm/mm, respectivamente.

#### ***Muestra IR-15-SC-RI (C):***

En las Figuras 83E y 83F, puede apreciarse la relación que existe entre la degradación del módulo de rigidez y la variación del amortiguamiento Vs la distorsión angular, para la muestra IR-15-SC-RI (C). El módulo de rigidez inicial para este espécimen es de 7.250 kg/cm<sup>2</sup> con un valor de distorsión angular de 0.015 mm/mm, y un valor final en el módulo de rigidez de 0.217 kg/cm<sup>2</sup> a una deformación por cizalla de 0.039 mm/mm. El valor inicial en la relación de amortiguamiento es de 30.188 % con una deformación de 0.015 mm/mm y un valor final de amortiguamiento de 32.969 % para una distorsión angular de 0.039 mm/mm.

#### **Observaciones generales**

Los resultados de las Figuras 83A - 83F indican que en general, el módulo de rigidez disminuye y la relación de amortiguamiento aumenta a medida que se incrementa la deformación por cizalla para los tres especímenes ensayados. La muestra IR-10-SC-Qz (C) presenta el mayor valor en el módulo de rigidez inicial y final, seguido por la muestra IR-7-SM-Pg (C). Finalmente, el espécimen IR-15-SC-RI (C), presenta los menores valores de rigidez inicial y final de las tres muestras analizadas. Para la muestra IR-10-SC-Qz (C), la degradación en el módulo de rigidez comienza a darse a unos valores de distorsión angular más altos (0.056 mm/mm) en comparación con la muestra IR-7-SM-Pg (C) (0.024 mm/mm) y la muestra IR-15-SC-RI (C) (0.015 mm/mm).

En términos de la reducción en la rigidez para las tres muestras analizadas, puede verse que la muestra IR-10-SC-Qz (C) presenta la mayor diferencia en la magnitud de sus módulos de rigidez inicial y final (17.118 kg/cm<sup>2</sup>), seguido por la muestra IR-7-SM-Pg (C) (10.882 kg/cm<sup>2</sup>) y finalmente la muestra IR-15-SC-RI (C) (7.033 kg/cm<sup>2</sup>). Al observar el comportamiento en la curva de degradación del módulo de rigidez para la muestra IR-10-SC-Qz (C), puede verse que existe un valor de distorsión angular (0.08 mm/mm) a partir del cual disminuye la pendiente de la curva de degradación del módulo de rigidez. Dicho punto de disminución de la pendiente de la curva resulta ser menos pronunciado en las curvas del módulo de rigidez para los demás especímenes ensayados.

El mayor valor de amortiguamiento lo presenta la muestra IR-15-SC-RI (C). Resulta interesante observar que la muestra IR-7-SM-Pg (C) presenta el menor valor de amortiguamiento de las 3 muestras analizadas, inclusive menor que el valor alcanzado por la muestra IR-10-SC-Qz (C), la cual posee una mayor rigidez. Sin embargo, los valores de distorsión angular a los cuales comienza a presentarse el incremento en la pérdida de energía como consecuencia de la carga cíclica aplicada son menores para la muestra IR-7-SM-Pg (C), en comparación con la muestra IR-10-SC-Qz (C).

El mayor valor de amortiguamiento de los materiales ensayados, lo presenta la muestra IR-15-SC-RI (C). En cuanto al rango de deformación angular presentado por las muestras ensayadas, puede decirse que la muestra IR-10-SC-Qz (C), presentó el mayor rango de deformación angular de las 3 muestras ensayadas, seguido por el espécimen IR-15-SC-RI (C) y la muestra IR-7-SM-Pg (C), con rangos de deformación relativamente cercanos entre sí.

## Sumario de resultados

Las tablas 15-17 presentadas a continuación, incorporan las características principales de los materiales granulares de la secuencia aluvial de Irapuato, analizados en el presente trabajo de tesis. La información acerca de las pruebas de Difracción de rayos X y conductividad eléctrica, fueron tomados del trabajo de Martínez (2016). Se muestran los resultados de las pruebas de resistencia a la cizalla en especímenes remoldeados, obtenidos a partir de las pruebas triaxiales estáticas y cíclicas tipo CU con carga controlada.

*Tabla 15. Características principales y caracterización mecánica de la resistencia a la cizalla para los materiales granulares de Irapuato. W%: Contenido de agua gravimétrico; e: Relación de vacíos; n%: Porosidad; Ss: Densidad de sólidos; SUCS: Clasificación granulométrica de la muestra según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; SM: Arena limosa; SC: Arena arcillosa; Cu: Coeficiente de Uniformidad; Cc: Coeficiente de curvatura; Drx. MTA: Difracción de rayos X en Muestra Total Alterada; Drx. FA: Difracción de rayos X para la fracción arcillosa; C.E.: Conductividad eléctrica.*

Muestra	W%	e	n%	Ss (g/cm <sup>3</sup> )	Granulometría			Difracción de Rayos X y C.E. (Martínez,2016)		
					SUCS	Cu	Cc	Drx. MTA	Drx. FA	C.E (dS/m)
IR-7-SM-Pg	32.16	0.65	40.1	2.204	SM	5,676	0,375	Sílice, Albita, Microclina, Anortita	Montmorillonita >> caolinita	1487.70
IR-10-SC-Qz	30.44	0.49	32.8	2.183	SC	8,810	1,993	Sílice, Albita, Microclina, Anortita	Montmorillonita >> caolinita	2293.6
IR-15-SC-RI	35.22	0.67	40.0	2.327	SC	4,890	0,599	Sílice, Albita, Microclina, Anortita	Montmorillonita >> caolinita	1383.9

*Tabla 16. Características principales y caracterización mecánica de la resistencia a la cizalla para los materiales granulares de Irapuato. Resultados de los análisis de esfericidad y redondez mediante imágenes de microscopio.*

Muestra	Análisis en microscopio muestra total			Análisis en microscopio granos de Cuarzo		
	Coeficiente de Esfericidad S1	Coeficiente de Esfericidad S2	Redondez	Coeficiente de Esfericidad S1	Coeficiente de Esfericidad S2	Redondez
IR-7-SM-Pg	0.803	0.620	0.350	0.791	0.591	0.245
IR-10-SC-Qz	0.797	0.611	0.272	0.805	0.587	0.326
IR-15-SC-RI	0.768	0.546	0.436	0.807	0.637	0.491

Tabla 17. Características principales y caracterización mecánica de la resistencia a la cizalla para los materiales granulares de Irapuato. Características del depósito y propiedades de resistencia a la cizalla obtenidas mediante pruebas triaxiales estáticas y dinámicas tipo CU. ( $^{\circ}$ ): Ángulo de fricción interna efectivo;  $C'$ : Cohesión efectiva;  $G$ : Módulo de rigidez;  $\lambda$ : Relación de amortiguamiento.

Muestra	Ciclo o estrato de depositación	$(^{\circ})$	$C'$ (kg/cm $^2$ )	$G$ (kg/cm $^2$ )		$\lambda$ (%)	
				Inicial	Final	Inicial	Final
IR-7-SM-Pg	Ciclo 1	15.49	0.210	15.364	4.482	6.044	9.333
IR-10-SC-Qz	Estrato limo arenoso	21.80	0.196	24.174	7.056	16.143	23.110
IR-15-SC-RI	Ciclo 4	13.72	0.180	7.250	0.217	30.188	32.969

## 6. Análisis de resultados

El análisis de los resultados obtenidos a partir de la caracterización física y composicional de tres materiales pertenecientes a una secuencia de sedimentos aluviales de Irapuato, se lleva a cabo con el fin de determinar la influencia en la resistencia a la cizalla de los contenidos de agua, la relación de vacíos, el contenido y tipo de partículas finas (limos y arcillas), la conductividad eléctrica, las propiedades granulométricas de distribución de tamaño de grano y forma, la mineralogía, la distancia al área fuente y el modo de depósito.

El análisis de las características de la resistencia a la cizalla de los materiales seleccionados se basa en la hipótesis de que durante la etapa de falla en pruebas no drenadas, parte de la presión axial es tomada por la fase sólida del material granular, cuya estructura asimila los esfuerzos por cizalla a manera de desplazamientos interparticulares, adicionales al desarrollo de excesos en la presión de poro al interior de la muestra, tal como se mencionó en el capítulo 3 del presente estudio.

El comportamiento de los materiales de Irapuato ante la aplicación de cargas cíclicas varía con respecto al comportamiento presentado durante la aplicación de cargas en condiciones de compresión triaxial estática. Esto se debe a la inversión en el sentido del esfuerzo aplicado, el rango de deformación para la carga cíclica, la tasa de velocidad a la cual es aplicada la carga, el deterioro de la estructura del material y el desgaste mecánico que genera la aplicación de la carga cíclica sobre las partículas.

Cabe recordar que los tres especímenes ensayados mediante carga cíclica fueron sometidos a las mismas presiones de confinamiento (1.0 kg/cm $^2$ ), frecuencia (1 Hz), tasa de aplicación e incrementos de las semi-amplitudes de carga cíclica (0.15 kg/cm $^2$ ) y número de ciclos por semi-amplitud (20 ciclos).

Todas las muestras arenosas remodeladas de Irapuato, presentaron una deformación dúctil (véase gráficas de la relación de esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) Vs la deformación unitaria axial y del

esfuerzo desviador Vs la deformación unitaria axial). Esto se debe en parte a la pérdida de la estructura del material debida al remoldeo.

A continuación se presenta de manera conjunta el análisis de los resultados de la caracterización física, granulométrica y mineralógica de los materiales de Irapuato, ligados a la caracterización mecánica de su resistencia a la cizalla, mediante las pruebas triaxiales estáticas y cíclicas llevadas a cabo con las muestras IR-7-SM-Pg, IR-10-SC-Qz e IR-15-SC-RI.

## ***Muestras IR-7-SM-Pg***

### ***Evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de carga estática***

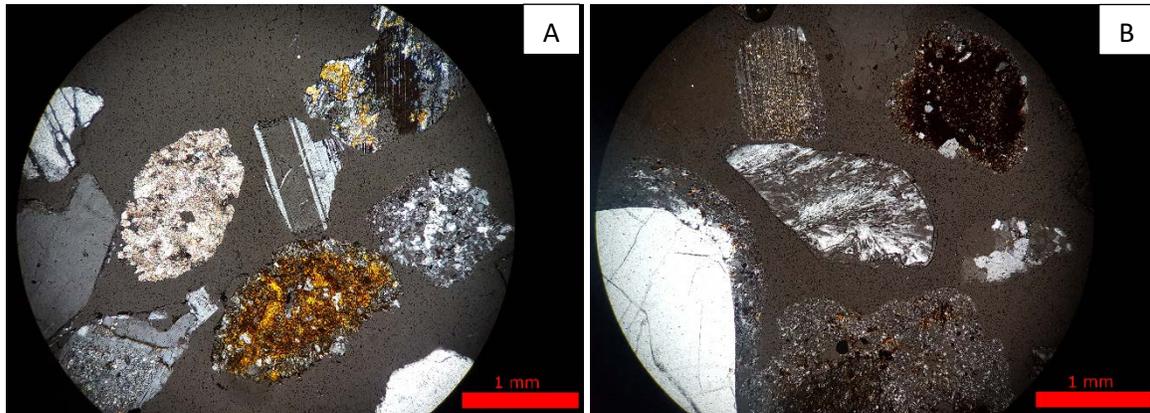
La clasificación granulométrica para estas muestras corresponde a una arena limosa con un contenido de arenas y arcillas en proporciones similares y la mayor proporción de limos para la fracción fina de los tres materiales analizados. En términos del máximo esfuerzo desviador, la máxima relación de esfuerzos efectivos y la componente friccional de resistencia a la cizalla, presenta una resistencia intermedia entre las muestras IR-10-SC-Qz (E) e IR-15-SC-RI (E).

Tanto la resistencia a la cizalla como la presión de poro se incrementan al aumentar las presiones de confinamiento. Esto puede apreciarse en las curvas de esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación, las cuales desarrollan un patrón en sus graficas estrechamente relacionado con la magnitud de la presión de confinamiento. Al observar la forma de las gráficas que representan el comportamiento y la magnitud de la presión de poro (véase figura 78), puede verse que existe una relación directa con la forma de las curvas esfuerzo-deformación para cada una de las presiones de confinamiento aplicadas. Esto se debe a que las deformaciones sobre el material granular son generadas por los esfuerzos efectivos, los cuales dependen de la magnitud y el comportamiento de la presión de poro. De igual forma, el desarrollo en la presión de poro es consecuencia de la aplicación del esfuerzo desviador.

Las características texturales indican un aumento local en la energía del medio de transporte, para el primer ciclo de depósito identificado (véase Figura 57), por lo cual las muestras presentan proporciones de arenas y limos mayores en comparación con los demás materiales caracterizados. La mezcla de partículas de limo y arena en las proporciones que presenta este material (véase apartado de granulometría), da como resultado una menor relación de vacíos y un incremento en la rigidez, ya que durante el proceso de cizalla las partículas de limo (poco sensibles ante una variación en el contenido de agua) tienden a estabilizar la estructura de las cadenas de partículas, tal como reportan los resultados obtenidos mediante pruebas triaxiales con mezclas de arenas y limos publicados por Mitchell & Soga (2005).

Las características de esfericidad y redondez para los granos analizados en muestra total de las muestras IR-7-SM-Pg, indican una mayor angularidad en sus bordes en comparación con los bordes de las partículas de las muestras IR-15-SC-RI (E), por ende una mayor capacidad de imbricación interparticular y una mayor componente friccional de resistencia a la cizalla. Tal aumento en la componente friccional de resistencia a la cizalla en comparación con las muestras IR-15-SC-RI (E), se debe a varios factores, entre ellos un menor contenido de agua al momento de la falla; el cual da como resultado una disminución en el espesor de las películas de agua interparticular (aumentando

el área de contacto efectivo entre las partículas) y una mejor distribución granulométrica. Aunque la magnitud de los esfuerzos aplicados durante la carga estática no sería suficiente para generar trituramiento en las partículas, el estado de alteración y la resistencia mecánica de las mismas influiría de cierta forma en su capacidad de imbricación, sobre todo durante el desarrollo de la superficie de falla. De igual forma, la composición mineralógica y el estado de alteración de las partículas pueden influenciar el desarrollo de los fenómenos de atracción y repulsión interparticulares y por ende su cohesión.



*Figura 84. Grado de meteorización y redondez en los bordes de los minerales y fragmentos líticos. A) Muestra IR-7-SM-Pg, B) Muestra IR-15-SC-RI. XPL Nícoles cruzados, aumento 100x.*

Los resultados indican que el material IR-7-SM-Pg, se encuentra relativamente cerca del área fuente de sus partículas. Este material presenta una predominancia de minerales tales como plagioclasa cálcica, basalto y líticos sedimentarios tales como areniscas cementadas, limolitas y arcillolitas. La resistencia de los granos de cuarzo, arenisca y basalto relativamente frescos en comparación con los estados de alteración y fracturamiento de los mismos tipos de minerales y líticos para las muestras IR-15-SC-RI (E), favorecen la mayor resistencia de dichas partículas ante los esfuerzos aplicados, sobre todo en los momentos previos a la falla.

Llama la atención la presencia de fragmentos de caliza en los materiales analizados para este rango de profundidad (véase Figura 84), por lo cual es más probable que estos materiales provengan en su mayoría de áreas al norte de Irapuato, en donde son más comunes este tipo de rocas (véase Figura 49). Sin embargo la presencia de fragmentos de riolita y obsidiana en estados de alteración variables, indica que existen al menos dos áreas fuente de aporte de sedimentos para este material.

#### ***Evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de carga cíclica***

La muestra IR-7-SM-Pg (C), presentó un modo de falla frágil durante la aplicación de la carga cíclica en condiciones no drenadas (Figura 85), caracterizado por el desarrollo de dos sistemas de falla conjugados a un ángulo aproximado de 32°. Los resultados de la evaluación de textura y

granulometría, la clasifican como una arena limosa (SUCS), cuya fracción fina está constituida principalmente por partículas de arena y limo.

A pesar de presentar un rango de deformación plástica y una resistencia ante la carga cíclica mayor en comparación con la muestra IR-15-SC-RI (C), sus características físicas en cuanto a angularidad y distribución granulométrica principalmente, cuentan para que la muestra IR-7-SM-Pg (C), presente un rango de deformación plástica menor en comparación con el alcanzado por la muestra IR-10-SC-Qz(C).



Figura 85. A) Modo de falla al final del ensaye triaxial cíclico para la probeta IR-7-SM-Pg (C). B) Fallas conjugadas en el espécimen.

El menor contenido de arcillas en la fracción fina para la muestra IR-7-SM-Pg (C), un mayor contenido de agua y una distribución granulométrica relativamente uniforme, inciden para que la magnitud de su módulo de rigidez y por ende la resistencia final ante la carga cíclica sea menor en comparación con los valores alcanzados por la muestra IR-10-SC-Qz (C), la cual presenta una mayor cantidad de arcillas (para la fracción fina) en su estructura, una mejor distribución granulométrica y un menor contenido de agua gravimétrica. Esto se debe a la capacidad de los materiales arcillosos de asimilar una mayor cantidad de deformación plástica (comparado con las arenas y limos) y al refuerzo estructural resultante del reacomodo y empaquetamiento más efectivo de las partículas de la muestra IR-10-SC-Qz (C), conforme aumenta la deformación por cizalla.

En comparación con la muestra IR-15-SC-RI (C), la muestra IR-7-SM-Pg (C), presenta un menor contenido de agua gravimétrico y una menor relación de vacíos, por lo cual la densificación de la estructura de la muestra a medida que se incrementa la deformación por cizalla, la lleva a alcanzar una estructura granular más estable.

La calidad y composición mineralógica de las partículas de arena, predominantemente cuarzo, basalto y fragmentos de rocas detríticas altamente cementadas y frescas, cuentan para que dichos materiales presenten una mayor resistencia ante los procesos de abrasión y fracturamiento

mecánico que suelen presentarse durante el proceso de acomodamiento de las partículas granulares durante la carga cíclica y la inversión en el sentido de aplicación de los esfuerzos.

Cabe resaltar que este material presentó el menor valor de amortiguamiento de las probetas ensayadas. Esto podría deberse a condiciones internas del material, las cuales requieren para su evaluación, conocer los efectos de la disipación de energía interparticular a nivel de la microestructura, asociados al deslizamiento interparticular y a fenómenos friccionales, tal como indica Ashmawy *et al.* (1995).

El comportamiento cíclico de la muestra IR-7-SM-Pg (C), muestra una disminución en el módulo de rigidez y un aumento en la relación de amortiguamiento conforme se incrementa la deformación por cizalla. La degradación del módulo de rigidez indica un comportamiento rígido predominante hasta cierto valor de deformación, punto a partir del cual la curva de degradación del módulo de rigidez parece presentar cierta disminución en su pendiente. No obstante, el punto de cedencia ante la carga cíclica no es tan claramente identificable, lo cual se debe a que la escala de las deformaciones para las cuales se presenta dicha transición es muy reducida, sobrepasando la capacidad de lectura y resolución del sensor de desplazamiento.

El comportamiento observado para las curvas de degradación del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento, revela un deterioro de la estructura del material durante la carga sinusoidal, caracterizada por una disminución en la proporción de deformaciones elásticas y un incremento en la proporción de deformación plástica, conforme aumenta el número de ciclos y la deformación por cizalla. La acumulación de deformación plástica por cizalla, resulta ser permanente o irre recuperable a partir de un determinado número de ciclos y de carga cíclica aplicada.

Para todos los materiales ensayados de Irapuato, el incremento de deformación plástica durante los ciclos iniciales fue relativamente pequeño, debido a que durante la carga cíclica los materiales suelen presentar un comportamiento inicial predominantemente elástico. Para los ciclos subsiguientes, la acumulación de la deformación plástica es mucho más evidente, hasta llegar al punto de cedencia del material.

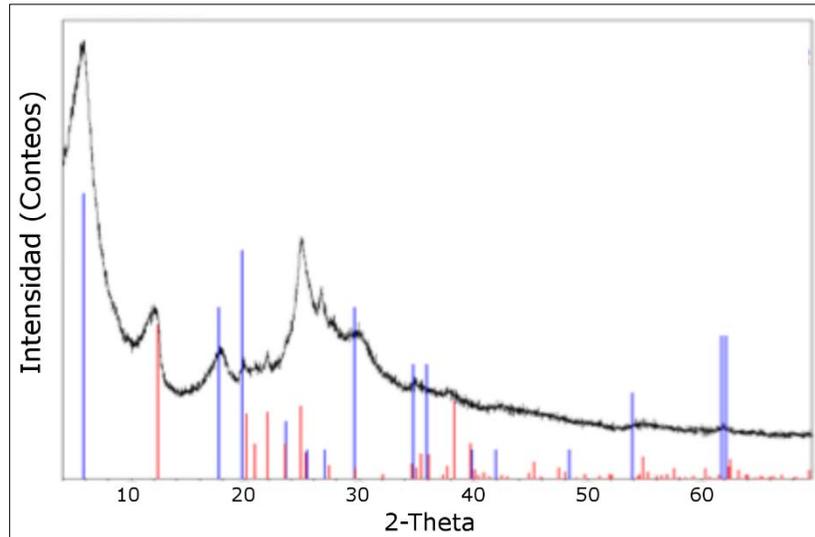
## **Muestras IR-10-SC-Qz**

### ***Evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de carga estática***

Los resultados indican que estas muestras presentan la mayor resistencia a la cizalla en condiciones estáticas, de los tres materiales analizados de Irapuato, en términos del máximo esfuerzo desviador, la máxima relación de esfuerzos efectivos ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ), y el ángulo de fricción interna efectivo. Este material presenta una mayor asimilación de deformación plástica en su estructura, para un mayor rango de deformación unitaria axial, lo cual se debe a un mayor contenido de arcillas en la fracción fina y al tipo de arcilla, predominantemente Montmorillonita (Figura 86).

Las muestras IR-10-SC-Qz (E), presentan el menor contenido de agua al momento de la falla, por lo cual se presenta una disminución en el fenómeno de lubricación interparticular y aumenta la componente friccional de la resistencia a la cizalla. Estas muestras presentan la mayor conductividad eléctrica de los materiales de Irapuato (véase tabla 15) y el mayor contenido de arcillas en la fracción

fina. Tales características, junto con un menor contenido de agua, favorecen un incremento en la componente friccional y cohesiva de la resistencia a la cizalla para este material.



*Figura 86. Difractograma para la fracción arcillosa de la muestra MH-Ir3-10.85 (material IR-10-SC-Qz) del sondeo realizado en Irapuato. Se observa la presencia de montmorillonita (en azul) y caolinita (en rojo). En el eje de las abscisas se tiene la Intensidad en unidades arbitrarias (u.a.). Modificado de de Martínez (2016).*

Debido a que los materiales ensayados se consideran saturados y a que se impide el drenaje del agua al interior de la muestra, se presentan variaciones en la magnitud y comportamiento de la presión de poro. Tal fenómeno representaría la respuesta del material al desarrollo de deformaciones plásticas irreversibles conforme aumenta la deformación por cizalla, durante la cual el esfuerzo aplicado se transfiere tanto a la estructura del suelo como al fluido de los poros.

La mayor concentración iónica (mayor conductividad eléctrica) que presenta este material, favorece un empaquetamiento más estrecho de las partículas de arcilla; primero por el aumento de las fuerzas de atracción interparticular y segundo por la reducción adicional en el contenido de agua (debido a la salinidad). En comparación, las muestras IR-7-SM-Pg (E) e IR-15-SC-RI (E), presentan también arcillas esmectíticas en la fracción fina, pero una menor conductividad eléctrica y un mayor contenido de agua gravimétrica.

La presencia de una mayor cantidad de Montmorillonita, para un contenido de agua gravimétrico menor, favorece el desarrollo de procesos friccionales en las arcillas. Además, estos materiales tienden a formar agregados, aumentando el tamaño efectivo partícula e incrementando el número de contactos interpartícula.

Tal como pudo corroborarse a partir del análisis de la tixotropía de las arcillas para los materiales de Irapuato, las arcillas esmectíticas tienden a recuperar parte de la estructura y resistencia del material, al pasar de un estado disperso a un estado floculado. Dicha recuperación es proporcional al tiempo de recuperación de la estructura y a la cantidad de arcillas de tipo esmectítico de la muestra. Por ende, la muestras 10-SC-B (E), presentarían una mayor recuperación de la resistencia, debida a su mayor contenido de arcillas, predominantemente de tipo esmectítico.

A pesar de que las probetas remoldeadas suelen perder la mayor parte de la cohesión natural del material debido a la destrucción de su estructura natural, las probetas elaboradas con los materiales de Irapuato presentan cierto valor de cohesión. Lo anterior podría deberse al desarrollo de una componente de cohesión aparente como resultado del desarrollo de fuerzas capilares que generan atracción interparticular. Desde luego, el menor contenido de agua de las muestras IR-10-SC-Qz (E), promueve un mayor desarrollo de fuerzas interparticulares, y por ende un valor de cohesión aparente mayor, si se compara con el valor de la cohesión presentado por las muestras IR-15-SC-RI (E).

Los análisis de granulometría indican que el material IR-10-SC-Qz, se clasifica como una Arena arcillosa con una buena distribución granulométrica, con altos Coeficientes de uniformidad y curvatura. Tal distribución granulométrica implica una mayor cantidad de contactos interparticulares y por ende, la distribución y capacidad de carga por parte de las cadenas de partículas que conforman el esqueleto del material granular tiende a aumentar, además de aumentar el grado de empaquetamiento.

Las partículas de arcilla y limo, se encontrarían rellenando los espacios entre las partículas de arena reforzando el esqueleto de partículas gruesas y aumentando la resistencia del material. Como consecuencia la componente friccional tiende a aumentar. Una menor relación de vacíos para las muestras IR-10-SC-Qz (E), (tal como puede verse en la tabla 15) implica una disminución en la rotación de los granos (frustración al movimiento relativo entre las partículas), tal como lo indica Santamarina (2003).

Este material presenta partículas de mayor tamaño, en el rango arena gruesa- grava, como resultado de un aumento en la energía del medio de transporte (Estrato limo arenoso, Figura 57). Dicho contenido de fracciones gruesas incrementa la resistencia friccional a la cizalla, tal como muestran los resultados publicados por Baladi & Wu en Donaghe and Chaney (1988).

Los resultados del análisis de esfericidad y redondez (véase tabla 16), muestran que en general la mayor componente de resistencia friccional a la cizalla de las muestras IR-10-SC-Qz (E), se debe en parte a una mayor angularidad en los bordes de sus partículas en muestra total, con lo cual aumenta la endentación interparticular y por ende se incrementa el ángulo de fricción interna (Figura 87).



*Figura 87. Angularidad en los bordes de las partículas para la fracción arena gruesa del material IR-10-SC-Qz.*

La evaluación de la forma de los granos de cuarzo para estas muestras, permiten hacer inferencias sobre la distancia del depósito con respecto al área fuente. Puede decirse que los sedimentos que componen el material IR-10-SC-Qz, se encuentran relativamente cerca de su área fuente, debido a la alta angularidad que presentan sus granos de cuarzo y a la composición mineralógica de las partículas en muestra total.

Estos materiales incorporan en su mayoría minerales y fragmentos líticos de composición máfica, en la cual predominan los fragmentos de basalto con bajos grados de meteorización y fragmentos de rocas sedimentarias muy cementadas tales como areniscas (comunes al norte del área de estudio). Así mismo incorpora cristales de cuarzo retrabajados de origen ígneo y sedimentario y plagioclasa en estados de alteración variable.

La evidencia indica, que debido a la desintegración mecánica, el grado de alteración química y la menor proporción de fragmentos líticos y minerales de composición intermedia-ácida, el área de aporte de estos materiales se encuentra más alejada del sitio de depósito, probablemente en dirección NE del área de estudio.

### ***Evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de carga cíclica***

Esta muestra presenta una mayor rigidez en comparación con las muestras de los demás materiales analizados, sobre todo si se compara con la rigidez de la muestra IR-15-SC-RI (C). Dicho comportamiento mecánico ante la aplicación de la carga sinusoidal estaría relacionado con varios factores, dentro de los cuales se encuentra el contenido de arcillas, una mejor distribución granulométrica, la forma de las partículas individuales de arena, el contenido de agua al momento de la falla y el tipo y calidad de los fragmentos minerales y líticos que constituyen el esqueleto del material.

Los resultados obtenidos a partir de la caracterización física y textural, indican que este material presenta un mayor contenido de arcillas en la fracción fina, las cuales permiten asimilar un mayor rango de deformación plástica durante la carga cíclica, reforzando el esqueleto de partículas de arena. Un mayor índice de plasticidad implica una menor degradación del módulo de rigidez, lo cual está acorde con los resultados presentados por Nieto-Leal & Kaliakin (2013). Según Vucetic & Dobry (1991) en Mitchell & Soga (2005), un incremento en el índice de plasticidad, aumenta el área específica superficial, con lo cual el número de contactos interparticulares se eleva y el material es capaz de resistir cantidades mayores de deformación por cizalla durante la carga cíclica.

La muestra IR-10-SC-Qz(C), presenta el mayor Coeficiente de uniformidad de las tres muestras analizadas. Durante la aplicación de carga cíclica, los materiales granulares tienden a presentar un reacomodo de sus partículas, progresando hacia estados de empaquetamiento cada vez más densos, hasta llegar a un punto de resistencia crítico relacionado con su contenido de agua intersticial (Kokusho *et al.*, 2004). La relación de vacíos inicial de este material es la menor de las tres muestras ensayadas, por tanto la configuración inicial de su empaquetamiento granular y la densificación posterior de su estructura, inciden en que desarrolle una mayor rigidez bajo la aplicación de cargas cíclicas. Estos resultados están de acuerdo con los obtenidos por (Mitchell & Soga, 2005), en suelos granulares de origen aluvial.

Debido a que la resistencia a la cizalla en condiciones de carga cíclica no drenada depende en gran parte de la relación de vacíos inicial de las muestras (Sabbar, et al., 2016), es de esperar que la resistencia de la muestra IR-10-SC-Qz (C), sea mayor en comparación con las muestras que presentan relaciones de vacío mayores.

La forma de las partículas de arena de la muestra IR-10-SC-Qz (C), se caracteriza por presentar bordes más angulares en comparación con los bordes más redondeados de las partículas de la muestra IR-15-SC-RI (C). Una mayor angularidad, está relacionada con una mayor resistencia a la carga cíclica, debido al incremento en los puntos de imbricación o endentación interparticular, lo cual concuerda con los resultados presentados por Rivas & Villarraga (2009).

La caracterización mineralógica de los granos de arena para el material IR-10-SC-Qz, permitió identificar fragmentos minerales y líticos, que de acuerdo a su composición y bajo grado de meteorización, resultan ser más resistentes ante los procesos de compresión y reacomodamiento estructural durante la aplicación de cargas cíclicas. Estos resultados concuerdan con los obtenidos por Lenart (2008), al estudiar la influencia de las características físicas y mineralógicas de los materiales granulares en su comportamiento cíclico.



*Figura 88. Composición mineralógica predominante para el material IR-10-SC-Qz, fragmentos de areniscas altamente cementadas, cuarzos y plagioclasas con formas angulares. XPL Nícoles cruzados, aumento 50X.*

El contenido de agua resulta ser un factor determinante en la respuesta ante las cargas cíclicas de todos los materiales ensayados de Irapuato. Esto se debe, a la degradación en la rigidez del material granular como consecuencia de una disminución en la magnitud de los esfuerzos efectivos (Zhong *et al.*, 2016). Si bien, esta muestra presenta el menor contenido de agua al momento de la falla de los tres especímenes ensayados, y al hecho de que el modo de falla para la probeta presentó un plano de falla bien definido (Figura 89), los efectos del desarrollo de presiones neutras cada vez mayores a medida que se incrementaba la magnitud de la carga cíclica aplicada, ciertamente influenciaron la disminución en la resistencia del espécimen.

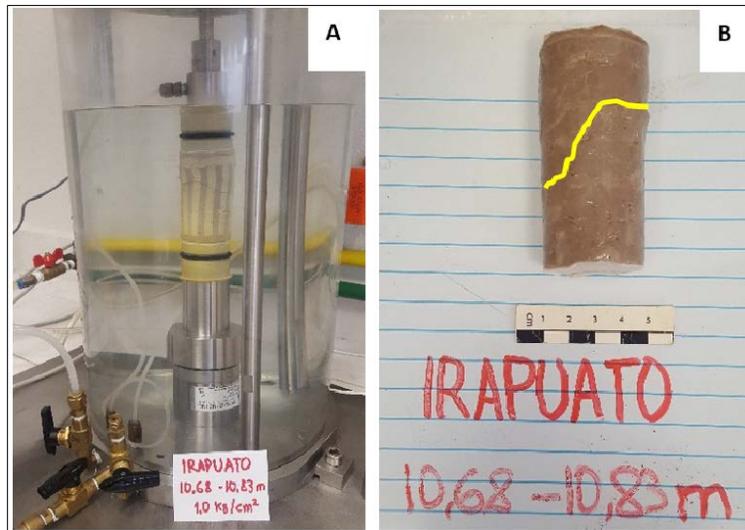


Figura 89. A) Modo de falla al final del ensaye triaxial cíclico para la muestra IR-10-SC-Qz (C), perteneciente al intervalo de profundidad 10.68-10.83 m. B) Falla del espécimen mediante un plano de debilidad con geometría irregular.

Los valores de la relación de amortiguamiento para la muestra IR-10-SC-Qz (C), indican que existe un número importante de fenómenos interpartícula de tipo friccional, debidos a la forma de los fragmentos minerales y líticos, partículas de mayor tamaño en el rango de las arenas gruesas a gravas y fenómenos relacionados con los aumentos y caídas en las presiones de poro durante un número mayor de ciclos de carga y descarga, en comparación con las muestras IR-7-SM-Pg (C) e IR-15-SC-RI (C).

### **Muestras IR-15-SC-RI**

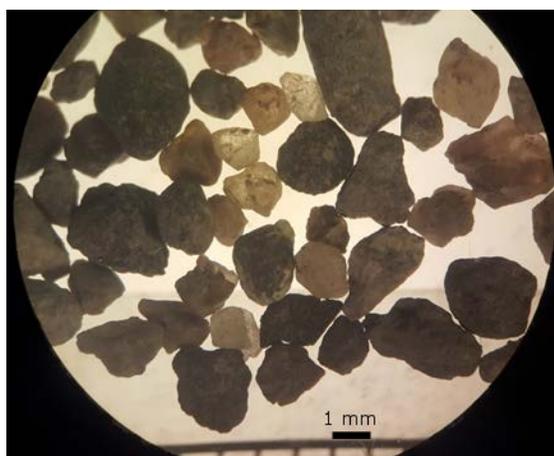
#### ***Evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de carga estática***

La menor resistencia a la cizalla de las muestras IR-15-SC-RI (E), clasificadas arenas arcillosas (SC), se debe en parte a que presentan el mayor contenido de agua al momento de la falla, en comparación con las muestras IR-7-SM-Pg (E) e IR-10-SC-Qz (E). Tal contenido de agua está relacionado con unas componentes friccional y cohesiva menores. Un incremento en el contenido de agua puede dar como resultado un incremento en el espesor de la película de agua interpartícula y una disminución de los esfuerzos efectivos, por tanto la resistencia a la cizalla del material granular disminuye (Sanjay & Kanti, 2007).

Las muestras IR-15-SC-RI (E), poseen un contenido de arcillas relativamente más alto que las muestras IR-7-SM-Pg (E), sin embargo las fuerzas de atracción interparticular no son tan altas debido a su mayor contenido de agua y a un menor contenido de sales (conductividad eléctrica menor). Debido a esto, la película de agua interparticular presenta un mayor espesor (aumentando la lubricación interpartícula).

Este material presenta una mayor cantidad de arenas en relación con la cantidad de arcillas para la fracción fina (como resultado de un aumento local de energía en el ciclo de depósito), en comparación con las muestras IR-7-SM-Pg (E). Debido a esto, las proporciones de contactos interparticulares finos-gruesos darían como resultado un empaquetamiento menos eficiente, con una mayor relación de vacíos y por ende un incremento en la vulnerabilidad de las cadenas de partículas en el esqueleto del material. Tal hipótesis se ve apoyada por su bajo coeficiente de uniformidad, el cual indica una distribución granulométrica homogénea con ausencia de ciertos tamaños de partícula.

Los resultados del análisis de esfericidad y redondez en muestra total para las muestras IR-15-SC-RI (E), indican que sus partículas presentan bordes mucho más redondeados (Figura 90), además de presentar un menor valor en su coeficiente de esfericidad; el cual indica, una dimensión predominante (partículas ligeramente más elongadas). Tal característica podría favorecer el alineamiento de partículas durante la cizalla disminuyendo el ángulo de fricción interna para la fracción gruesa.



*Figura 90. Características de las partículas de arena gruesa del material IR-15-SC-RI. Obsérvese la tendencia redondeada en los bordes de las partículas y la presencia de partículas elongadas. Microscopio óptico convencional, aumento 15X*

Desde el punto de vista mineralógico, el material IR-15-SC-RI, presenta fragmentos de plagioclasa en mayor proporción que los fragmentos de cuarzo; el cual, se presenta en menor cantidad, comparado con los demás materiales analizados. Predominan los líticos de composición ácida tales como riolitas y obsidias muy meteorizadas. Tal composición implica una menor resistencia de las partículas individuales con respecto a la abrasión y fractura durante el transporte, por ende una menor resistencia durante la cizalla una vez se alcanzan grandes deformaciones sobre todo durante el desarrollo de la superficie de falla.

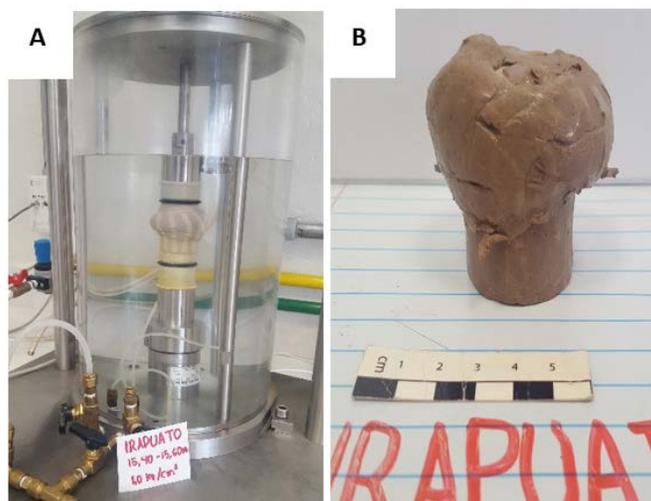
Puede decirse, en vista de la composición mineralógica predominantemente ácida de los fragmentos líticos y minerales de las muestras, de una mayor redondez de los granos de cuarzo y de las características geológicas del área de estudio, que el área fuente de mayor aporte para estos materiales se encuentra ubicada hacia el NE de Irapuato, área dentro de la cual predominan los afloramientos de rocas de composición ácida tales como riolitas y tobas riolíticas (Véase Figura 49), junto con menores cantidades de rocas de composición máfica y rocas sedimentarias detríticas. Por

tanto, tal como ocurre con los materiales IR-7-SM-Pg e IR-10-SC-Qz, se tienen al menos dos áreas fuente de origen de los sedimentos.

### ***Evaluación de la resistencia a la cizalla en condiciones de carga cíclica***

La muestra IR-15-SC-RI (C), presentó la menor resistencia ante la carga cíclica, de las tres probetas ensayadas. Los resultados para esta muestra indican una mayor degradación en el módulo de rigidez y el mayor valor en la relación de amortiguamiento de las probetas ensayadas. El modo de falla para este espécimen (Figura 91), se debe a la estructura suelta y poco densa del material, como consecuencia de su mayor relación de vacíos, mayor porosidad y distribución granulométrica uniforme. El embarrilamiento, y en general las características esfuerzo-deformación del espécimen durante la carga cíclica, indican que se desarrollaron presiones de poro críticas al momento de la falla, dando como resultado una disminución acelerada de la resistencia efectiva para los últimos ciclos de carga y descarga.

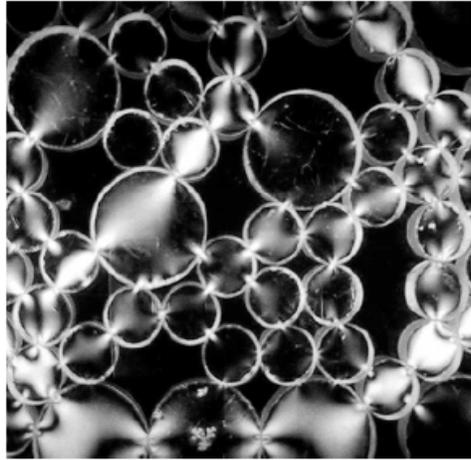
El valor del módulo de rigidez, el cual es inversamente proporcional al valor de la relación de vacíos (Santamarina, 2003), y la magnitud del amortiguamiento para este material, indican una disminución de la resistencia a la cizalla cíclica, en relación con un bajo número de contactos interparticulares y una disminución en la imbricación interparticular como consecuencia de la redondez de sus partículas. Estos factores, promueven el desarrollo de una estructura inestable a medida que aumenta la deformación por cizalla. La inestabilidad de la estructura aumenta con la variación en la dirección del movimiento de las partículas durante la carga cíclica, ya que la inversión en la dirección de la carga promueve inestabilidad (Santamarina, 2003).



*Figura 91. A) Modo de falla al final del ensaye triaxial cíclico para la muestra IR-15-SC-RI (C), perteneciente al intervalo de profundidad 15.40-15.60m. B) Modo de falla por Embarrilamiento en el espécimen.*

El hecho de que la muestra IR-15-SC-RI (C), presente la mayor porosidad y un menor número de contactos interparticulares como consecuencia de su distribución granulométrica, permite inferir que el tamaño de sus poros es mayor en comparación con el de las muestras IR-7-SM-Pg (C) e IR-

10-SC-Qz (C). Para Santamarina (2003), cuando grandes poros están presentes, las cadenas de partículas tienden a arquearse alrededor de los poros, presentando una mayor tendencia al colapso durante la aplicación de cizalla (Figura 92).



*Figura 92. Arqueo de las cadenas de partículas (discos foto-elásticos) alrededor de los poros, un mayor tamaño y número de poros implica el desarrollo de una precaria estabilidad estructural. Tomado de Santamarina (2003).*

Tal como pudo determinarse a partir de la clasificación mineralógica, los granos que componen la estructura del material IR-15-SC-RI, presentan una muy baja resistencia mecánica a la abrasión y el fracturamiento, como consecuencia de los altos grados de intemperismo de los fragmentos de plagioclasa, riolita y basalto, y de una menor cantidad de partículas de cuarzo y areniscas cementadas que aporten una mayor resistencia ante los procesos mecánicos que ocurren durante la transferencia de las cargas cíclicas al esqueleto del material. Estos resultados están de acuerdo con los publicados por Ashmawy *et al.*, (1995), en los cuales se identificó una disminución en la resistencia a la carga cíclica aplicada, cuando aumenta la vulnerabilidad física de las partículas en sedimentos aluviales.

Resulta interesante observar la influencia de la presión de poro en la resistencia cíclica a la cizalla de la muestra IR-15-SC-RI (C). Esta muestra presenta contenidos de arcilla para la fracción fina similares a los que presenta la muestra IR-7-SM-Pg (C). Sin embargo, el mayor contenido de agua y la alta sensibilidad de las arcillas esmectíticas que se encuentran en estos materiales, incidió en el desarrollo de presiones de poro críticas que llevaron a la falla a la muestra IR-15-SC-RI (C), a valores de carga y deformación menores en comparación con las demás muestras ensayadas.

El valor de la relación de amortiguamiento, se vio influenciado por el contenido de agua y las presiones de poro desarrolladas, lo cual indica que gran cantidad de energía fue disipada al interior del material mediante la transferencia de esfuerzos a manera de presión neutral durante el reacomodo de las partículas, tal como lo indica Roberts (1977b). De igual forma Lenart (2008), propone que durante los periodos de colapso parcial de la presión de poro para la etapa de descarga en una prueba cíclica, las partículas sólidas suelen transmitir parte de la carga al fluido de poro.

El comportamiento al momento de la falla para la muestra IR-15-SC-RI (C), indica un rápido incremento en la presión de poro, seguida por una pérdida súbita de resistencia. Según Rees (2014), cuando los materiales granulares saturados son sometidos a cargas cíclicas, suele presentarse un

fenómeno de licuefacción, el cual es más evidente en materiales no cohesivos de grano grueso, en condiciones no drenadas bajo la aplicación rápida de cargas. Para el mismo autor, el proceso de licuefacción se define como la transformación aparente del material de un estado sólido a un estado líquido. La presión de poro se incrementa a una velocidad mayor que la velocidad a la cual puede disiparse, y una vez el esfuerzo efectivo se aproxima a cero, la habilidad del material para resistir esfuerzos por cizalla es nula (Nieto-Leal & Kaliakin, 2013). Debido a esto, se generan deformaciones significativas sobre el material, tales como las que presenta la muestra IR-15-SC-RI (C) al momento de la falla.

A continuación se presenta una tabla comparativa que presenta la influencia de cada uno de los factores físicos, químicos y composicionales de los materiales aluviales de Irapuato, en su resistencia a la cizalla bajo condiciones de carga estática y cíclica.

*Tabla 18. Influencia de los factores físicos, químicos y composicionales de los materiales aluviales de Irapuato en su resistencia a la cizalla.*

Resistencia a la cizalla de los materiales aluviales de Irapuato		
	Carga Estática	Carga Cíclica
<b>Distribución granulométrica</b>	Determina el número de contactos interparticulares y por ende la componente friccional de resistencia a la cizalla. La presencia de partículas finas en las proporciones que presentan los materiales evaluados de Irapuato, tiende a reforzar el esqueleto de partículas (tanto limos como arcillas) y permite que el material asimile una mayor cantidad de deformación plástica.	La distribución de los tamaños de partícula determina el número de contactos interparticulares, la relación de vacíos inicial y la estabilidad del esqueleto de partículas durante la aplicación del esfuerzo desviador cíclico. La presencia de un mayor contenido de arcillas involucra una menor degradación del módulo de rigidez y un aumento del área específica superficial, con lo cual el número de contactos interparticulares se eleva y el material es capaz de resistir cantidades mayores de deformación por cizalla durante la carga cíclica.

<p>Forma de las partículas</p>	<p>Se observó que una mayor angularidad está relacionada con una mayor imbricación en los bordes interpartícula y por ende una mayor componente friccional de resistencia a la cizalla. Las partículas más elongadas pueden favorecer el desarrollo de planos de deslizamiento potenciales, por tanto una disminución en la resistencia a la cizalla.</p>	<p>La forma de las partículas individuales tiene gran influencia en el desarrollo de procesos friccionales y en el empaquetamiento y reacomodo de las partículas a medida que aumenta el esfuerzo desviador cíclico. El desgaste y posible fracturamiento de los bordes de las partículas más angulosas tendría gran influencia en la magnitud de la relación de Amortiguamiento observada.</p>
<p>Mineralogía y estado de alteración</p>	<p>Debido a que la magnitud de los esfuerzos aplicados durante la carga estática no sería suficiente para generar trituramiento ni un desgaste mecánico importante sobre las partículas, sus características mineralógicas tendrían una mayor influencia en los fenómenos de atracción y repulsión relacionados con la componente de cohesión aparente y en menor medida de su componente friccional.</p>	<p>Una mayor resistencia mecánica y tenacidad de las partículas individuales, está relacionada con un menor desgaste, fracturamiento y vulnerabilidad del esqueleto de partículas durante la aplicación del esfuerzo desviador cíclico. Minerales tales como el cuarzo y fragmentos líticos como areniscas y basaltos con bajos grados de alteración, otorgan una mayor resistencia en comparación con los fragmentos de feldespato, riolitas y obsidiana intemperizados.</p>
<p>Tipo de arcillas</p>	<p>La presencia de Montmorillonita favorece la recuperación parcial de la estructura y resistencia del material gracias a la propiedad de tixotropía de las arcillas. Debido a la naturaleza física y química de este tipo de minerales, suelen desarrollarse fenómenos friccionales por la formación de agregados de partículas, con lo cual aumenta el tamaño efectivo y el número de contactos interparticulares. Tal influencia depende directamente del contenido de agua del material y la relación de vacíos.</p>	

<p>Presión de poro</p>	<p>La presión de poro influye de manera importante en la resistencia del material debido a que las deformaciones son generadas por los esfuerzos efectivos. Tales esfuerzos dependen de la magnitud y el comportamiento de la presión de poro.</p>	<p>El comportamiento de la presión de poro presenta aumentos y caídas durante la aplicación de las cargas cíclicas. Su influencia en la resistencia a la cizalla cíclica es mayor a medida que aumenta el número de ciclos de carga y descarga y la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado. Un rápido incremento en la presión de poro, seguida por una pérdida súbita de resistencia puede presentarse como consecuencia de la aplicación de carga cíclica.</p>
<p>Contenido de agua</p>	<p>Un aumento en el contenido de agua restringe la imbricación, el número de contactos interpartícula y por ende la componente de resistencia friccional y cohesiva.</p>	<p>El contenido de agua influye en la degradación de la rigidez del material granular como consecuencia de una disminución en la magnitud de los esfuerzos efectivos.</p>
<p>Relación de vacíos</p>	<p>Está relacionada con el número de contactos interparticulares y la estabilidad del esqueleto de partículas durante la aplicación de la carga.</p>	<p>Determina el grado de densificación que adquiere el esqueleto del material a medida que el esfuerzo desviador reacomoda las partículas. Una menor relación de vacíos inicial estaría relacionada con una mayor rigidez final, previa al momento de la falla por carga cíclica.</p>
<p>Conductividad eléctrica</p>	<p>Favorece los fenómenos de atracción interpartícula para las arcillas y por ende influye en el desarrollo de la componente de cohesión aparente y friccional para este tipo de minerales. Dicha influencia está directamente relacionada con el contenido de agua gravimétrico.</p>	
<p>Distancia al área fuente y condiciones del depósito</p>	<p>La distancia del lugar de depósito al área fuente tiene gran influencia en la distribución granulométrica final del depósito, en la forma de las partículas, su estado de alteración y por ende en su comportamiento mecánico. Las relaciones de vacíos, porosidad iniciales y las condiciones de drenaje están directamente relacionadas con las características del lugar de depósito.</p>	

## 7. Conclusiones y recomendaciones

Los resultados obtenidos durante el desarrollo de este trabajo demuestran que debido a las diferencias físicas, químicas y mineralógicas de los materiales de la secuencia aluvial analizada en Irapuato, se presentan diferencias significativas en su comportamiento mecánico y en su resistencia a la cizalla.

El comportamiento mecánico y la resistencia a la cizalla de los materiales aluviales de Irapuato seleccionados para este estudio, es diferente durante la aplicación de cargas cíclicas y carga estática, en condiciones no drenadas. La aplicación de carga cíclica genera esfuerzos y deformaciones equivalentes a los generados por la aplicación de cargas estáticas prolongadas. La magnitud de la carga estática aplicada al momento de la falla es en general, mayor que la magnitud de la carga cíclica final al momento de la falla. Esto se debe al modo de aplicación y las tasas de aplicación de la carga para cada tipo de ensaye, a los rangos de deformación alcanzados durante cada tipo de prueba, y a la respuesta de la presión de poro y de la estructura del suelo cuando varía la dirección de aplicación del esfuerzo desviador. La deformación vertical y lateral que presentan los especímenes durante la aplicación de un diferencial de esfuerzos normales implica el desarrollo de desplazamientos interparticulares al interior del material (fenómenos de fricción y cohesión), además del exceso de presión de poro. A nivel de partícula, en condiciones de carga estática, la influencia de la redondez, esfericidad y tamaño de los granos es mayor en comparación con la influencia de la mineralogía y el estado de meteorización de las partículas individuales.

En condiciones de carga cíclica, resulta determinante la relación de inicial de vacíos, la evolución en el grado de empaquetamiento y la mineralogía de las partículas que constituyen la estructura del material. Las probetas ensayadas fueron sometidas a las mismas presiones de confinamiento efectivo, tasa de aplicación de la carga cíclica, amplitud y frecuencia de carga. Bajo estas condiciones pudo observarse que la inversión en el sentido de aplicación del esfuerzo desviador es el factor crítico que determina la influencia de las propiedades físicas y mineralógicas de las partículas durante el reacomodo y densificación de la estructura del material conforme aumenta la deformación por cizalla. Durante estas pruebas se desarrollan presiones de poro críticas cuando el material presenta una baja rigidez y en general una estructura de partículas inestable. Debido a esto, los materiales pueden presentar licuefacción, asociada a la disminución súbita en el valor de los esfuerzos efectivos y por ende la falla del espécimen. Como resultado suelen presentarse grandes deformaciones en el material.

Las características físicas y químicas de las arcillas esmectíticas que componen la mayor parte de la fracción arcillosa de los sedimentos de Irapuato, permitieron la recuperación parcial de la estructura del material luego del remoldeo. Dicha recuperación no presenta una tendencia lineal con el tiempo, ella depende del contenido de agua inicial y de la cantidad y tipo de arcillas en la muestra. La pérdida de la estructura natural del material granular debida al remoldeo implica, en gran medida, la pérdida de sensibilidad ante la aplicación de esfuerzos mayores o menores a los que había recibido el material durante su historia geológica. Por tanto, el historial de esfuerzos, así como la profundidad del material *in situ*, no presentan mayor influencia en el comportamiento mecánico de los materiales posterior al remoldeo.

La metodología experimental propuesta es útil si se desea evaluar las condiciones de resistencia a la cizalla estáticas y dinámicas de muestras remoldeadas con presencia de arcillas esmectíticas en su estructura. Dicha evaluación abarca el nivel de escala geológico de caracterización del área fuente y las características del depósito aluvial, hasta la escala microscópica de las partículas. Las componentes friccional y cohesiva de Mohr-Coulomb, junto con los criterios de falla de la máxima relación de esfuerzos efectivos y el máximo esfuerzo desviador, permiten evaluar de manera clara y simple, las relaciones que existen entre los esfuerzos normales, representando de manera adecuada el comportamiento esfuerzo-deformación observado durante el trabajo de laboratorio. El uso de especímenes remoldeados resulta ser ventajoso cuando se desea evaluar en detalle factores aislados que determinan la influencia del comportamiento mecánico de la resistencia a la cizalla. De esta forma, se tiene un mayor control de la variabilidad y representatividad de los resultados, al trabajar con especímenes homogéneos e isotrópicos que representan las características físicas y mineralógicas de los materiales intactos.

El modelo de depósito propuesto, permite inferir al menos dos fuentes de aporte para los sedimentos analizados de Irapuato. Ambas fuentes aportan fragmentos de rocas sedimentarias detríticas de granulometría y composición variable, así como fragmentos volcánoclasticos re trabajados. Una fuente alejada en dirección Noreste con rocas de composición intermedia-ácida y una fuente de aporte más cercano al lugar de depósito, en dirección Norte y Noroeste, con rocas de composición predominantemente básica.

### ***Perspectivas y recomendaciones***

Las deformaciones observadas en el área de estudio ubicada en la Ciudad de Irapuato podrían deberse a la inestabilidad de las capas de materiales, como consecuencia de cambios en los contenidos de agua y a la modificación de la estructura y empaquetamiento de los sedimentos como resultado de variaciones en los estados de esfuerzo. Tales fenómenos se verían agravados por la influencia de la actividad antrópica sub-superficial (extracción de agua) y superficial (tránsito, maquinaria) y a la magnitud, tiempo y tasas de aplicación de las cargas estáticas. Sin embargo, la determinación de las causas exactas y de los factores relacionados con tales fenómenos se encuentra fuera del alcance del presente estudio.

Se recomienda continuar el análisis con pruebas triaxiales en condiciones drenadas con los materiales seleccionados de Irapuato, con el fin de comparar los resultados de la influencia de las características físicas y mineralógicas de las partículas en presencia de cambios de volumen importantes durante el proceso de falla, con el fin de evaluar la magnitud de las componentes friccional y cohesiva de la resistencia a la cizalla en términos de esfuerzos efectivos. Asimismo, con el fin de caracterizar el comportamiento de estos materiales ante la aplicación de cargas dinámicas para niveles muy pequeños de deformación (menores a un  $10^{-2}$  %), se recomienda llevar a cabo ensayos mediante pulsos ultrasónicos y columna resonante, con el fin de conocer el módulo de rigidez al cortante máximo y poder determinar la degradación de la curva de rigidez y el valor de amortiguamiento para un rango de deformación que cubra la mayor parte del intervalo elástico al comportamiento plástico. Finalmente sería recomendable llevar a cabo análisis micro-estructurales mediante el uso de microscopio electrónico de barrido, para determinar el grado de afectación de las partículas individuales de los materiales aluviales de Irapuato, al ser sometidos a diferentes niveles de deformación y estados de esfuerzo en carga cíclica y estática.

## Referencias bibliográficas

- Aguirre-Díaz, G. J. et al. (2014) *Revised stratigraphy of the Guanajuato Mining District, central Mexico: Geological evidence for a graben type collapse caldera*, 1st. IAVCEI Workshop on Volcanic Geology, Funchal, Madeira, Portugal., 4 p.
- Al-Ajmi, A. M., Zimmerman, R. W. (2005) *Relation between the Mogi and the Coulomb failure criteria*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 42(3), pp. 431–439. doi: 10.1016/j.ijrmms.2004.11.004.
- American Society for Testing and Materials (1999) *D-2216 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*, ASTM Standard Guide, pp. 1–5. doi: 10.1520/D2216-98.
- American Society for Testing and Materials (2003) *D-3999 Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus*, Annual Book of ASTM Standards, p. 14. doi: 10.1520/D3999-11E01.1.6.
- American Society for Testing and Materials (2007) *D-422-63 e2, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils* (Withdrawn 2016), ASTM International, doi: 10.1520/D0422-63R07E02
- American Society for Testing and Materials (2011) *D-2487 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, ASTM International, doi: 10.1520/D2487-11
- American Society for Testing and Materials (2011) *D-4767-11 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*, Annual Book of ASTM Standards. doi: 10.1520/D4767-11.
- American Society for Testing and Materials (2011) *D-5311 Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil*, ASTM Standard Guide, 92(Reapproved), pp. 1–11. doi: 10.1520/D5311-11.2.
- American Society for Testing and Materials (2011) *D-7181 Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*, ASTM International, doi: 10.1520/D7181-11.
- American Society for Testing and Materials (2014) *D-854 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, ASTM Standard Guide, pp. 1–8. doi: 10.1520/D0854-10.
- American Society for Testing and Materials (2015) *C-295 Standard Guide for Petrographic Examination of Dimension Stone*, ASTM Standard Guide, 4, pp. 1–5. doi: 10.1520/C1721-09.2.

- American Society for Testing and Materials (2015) *D-2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, ASTM Standard Guide, D2850 – 15(2015), pp. 1–6. doi: 10.1520/D2850-15.2.
- Ashmawy, A. K. et al., (1995) *'Soil Damping and Its Use in Dynamic Analyses'*, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, Paper 9, pp. 35–41.
- Atkinson, J. H., (1979) *Geotechnlogy: An Introductory Text for Students and Engineers*, Engineering Geology. doi: 10.1016/0013-7952(79)90073-5.
- Bieniawski, Z. T., Denkhaus, H. G. and Vogler, U. W. (1969) *'Failure of fractured rock'*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 6, pp. 323–341. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(69\)90009-6](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(69)90009-6).
- Bishop, A. W. (1966) *'The Strength of Soils as Engineering Materials'*, Géotechnique, 16(2), pp. 91–130. doi: 10.1680/geot.1966.16.2.91.
- Botero-Santa, P.A., Alaniz-Alvarez, S.A., Nieto-Samaniego, A.F., López-Martínez, M., Levress, G., Xu, S.-S., Ortega-Obregón, C. (2015), *Origen y desarrollo de la cuenca El Bajío en el sector central de la Faja Volcánica Transmexicana*. Revista Mexicana de Ciencias Geológica 32 (1), 84-98.
- Braja M.Das (2002) *'Principles of Foundation Engineering'*, McGraw-Hill handbooks, p. xvii, 595 . doi: 0-495-91356-1.
- Brinson, H. F. (2008) *Stress and Strain Analysis and Measurement, Polymer Engineering Science and Viscoelasticity*. New York: Springer Science.
- Castellanos, B. (2013) *'Use and measurement of fully softened shear strength'*, PhD Dissertation, 40(40), pp. 234–244. doi: doi:10.1061/9780784412787.024 10.1061/9780784412787.024.
- Castellanos, B. A. y Brandon, T. L. (2013) *'A comparison between the shear strength measured with direct shear and triaxial devices on undisturbed and remolded Soils'*, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1, pp. 317–320.
- Castillo, R. R. y Aguirre, A. S. (2010) *'Structural control on the subsidence faults alignment in Irapuato - México'*, *Acque Sotterranee*. doi: 10.4409/Am-009-10-0007.
- Cerca-Martínez, L. M., Aguirre-Díaz, G. and López-Martínez, M. (2000) *'The Geologic Evolution of the Southern Sierra de Guanajuato, Mexico: A Documented Example of the Transition from the Sierra Madre Occidental to the Mexican Volcanic Belt'*, *International Geology Review*, 42, pp. 131–151.
- Chung, L. T. (1970) *Behavior of a remolded silty-clay subjected to sequential loading*. Masters Theses. 7154. University of Missouri - Rolla.

- Dávalos, O. G., (2006) *Evolución Tectónica Cenozoica en la Porción Norte de la Falla de Oaxaca*. Tesis de Maestría, Centro de Geociencias, Universidad Nacional Autónoma de México, México, Querétaro.
- Detournay, E. y Cheng, A. H. (1994) *Fundamentals of poroelasticity*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. doi: 10.1016/0148-9062(94)90606-8.
- Donaghe, R. T. y Chaney, R. C. (1988) *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, Issue 977. Disponible en: <https://books.google.com/books?id=2nB-c6Zbtb8C&pgis=1>.
- Dye, D. (2013) *Mechanical Behaviour: Continuum Mechanics, MSE203*. Continuum Mechanics. Disponible en: <https://dyedavid.com/mse203>.
- Dye, D. (2015) *Continuum-Mechanics Lecture notes 2*, Massachusetts Institute of Technology. Disponible: <https://ocw.mit.edu/courses/earth-atmospheric-and-planetarysciences/spring-2006>
- E. Fjaer *et al.* (2008) *Petroleum Related Rock Mechanics 2nd Edition*, Developments in Petroleum Science. 2nd edn. doi: 10.1016/S0376-7361(07)53003-7.
- Elgamal, A. W. *et al.* (1998) 'Soil Dilation and Shear Deformations During Liquefaction', Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, pp. 1238–1259.
- Essington, M. E. (2004) *Soil and Water Chemistry: An integrative approach*, CRC Press. doi: 10.1017/CBO9781107415324.004.
- Griffith, A. A. (1921) 'The Phenomena of Rupture and Flow in Solids', Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 221(582–593), pp. 163–198. doi: 10.1098/rsta.1921.0006.
- Grim, R. E. (1978) *Bentonites : geology, mineralogy, properties and uses*. New York: Elsevier Scientific Pub. Co.
- Grognet, M. (2011) 'The Boundary Conditions in Direct Simple Shear Tests: Developments for peat testing at low normal stress', M.Sc. thesis. Delft University of Technology Faculty of applied Earth Science, doi: [uid:c320f947-6a68-4e8b-830a-b94b88d3e43f](https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004).
- Guo, P. y Su, X. (2007) 'Shear strength, interparticle locking, and dilatancy of granular materials', Canadian Geotechnical Journal, 44(5), pp. 579–591. doi: 10.1139/t07-010.
- Hackl, K. y Goodarzi, M. (2010) 'An Introduction to Linear Continuum Mechanics'. Ruhr-University Bochum Faculty of Civil and Environmental Engineering Institute of Mechanics
- Hoek, E. y Brown, E. T. (1997) 'Practical estimates of rock mass strength', International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(8), pp. 1165–1186. doi: 10.1016/S1365-1609(97)80069-X.

- Hvorslev, J. M. (1961) '*Physical Components of Shear Strength of Saturated Clays*', in Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 1–120.
- Hyodo, M., Yamamoto, Y. y Sugiyama, M. (1994) '*Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress*', Soils and Foundations, 34(4), pp. 1–11. doi: 10.3208/sandf1972.34.4\_1.
- J. C. Jaeger, N. G. W Cook, y R. W. Z. (2007) *Fundamentals of Rock Mechanics Fourth Edition*, Rock Mechanics. doi: 10.1016/0040-1951(77)90223-2.
- Kang, X. y Kang, G.-C. (2015) '*Modified Monotonic Simple Shear Tests on Silica Sand*', Marine Georesources & Geotechnology, 33(2), pp. 122–126. doi: 10.1080/1064119X.2013.805289.
- Kokusho, T. et al. (2004) '*Undrained shear strength of granular soils with different particle gradations*', Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(6), pp. 621–629.
- Labuz, J. F. y Zang, A. (2012) '*Mohr-Coulomb failure criterion*', Rock Mechanics and Rock Engineering, 45(6), pp. 975–979. doi: 10.1007/s00603-012-0281-7.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., y Poulos, H. G. (1977) '*Stress-deformation and strength characteristics.*', In State-of-the-Art Report, Proc. of 9th Int. Conf. on SMFE, 2(April), pp. 421–494.
- Lade, P. V. (2016) '*Triaxial Testing of Soils*', 25(2002), p. 500. doi: 10.1002/9781119106616.
- Lade, P. V., Yamamuro, J. A. y Bopp, P. A. (1997) 'Closure to "Significance of Particle Crushing in Granular Materials" by Poul V. Lade, Jerry A. Yamamuro, and Paul A. Bopp', Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(9), pp. 889–890. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:9(889).
- Lawrence, M. (1977) *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*, Prentice-Hall Series in Engineering of the Physical Sciences. Upper Saddle River, United States: Pearson Education. doi: 10.1115/1.3625016.
- Lenart, S. (2008) '*The response of saturated soils to a dynamic load*', Acta Geotechnica Slovenica, 5(1), pp. 37–49.
- Lifshitz, L. & (1969) *Física Teórica, Teoría de la Elasticidad*. 1st edn. Editorial Reverté S.A.
- Lublinter, J. (2006) '*Plasticity Theory*', Journal of Applied Mechanics, 59(1), p. 540. doi: 10.1115/1.2899459.
- Lucero-Solis, Y. (2017) *Propiedades y modelos dinámicos para las arcillas del ex lago de Texcoco*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Ciudad de México, México.

- Martínez, Alfaro, M. D. (2016) *Estudio de la relación entre las características físicas de secuencias fluvio-lacustres en zonas volcánicas y sus condiciones de deformación*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Centro de Geociencias, Querétaro, México.
- Mayne, P. W. (1985) 'A Review of Undrained Strength in Direct Simple Shear', *Soils and Foundations*, 25(3), pp. 64–72. doi: 10.1248/cpb.37.3229.
- Mitchell, J. K. and Soga, K. (2005) *Fundamentals of soil behavior*, 3<sup>rd</sup> edition, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, doi: 10.2136/sssaj1976.03615995004000040003x.
- Mujtaba, H. and Farooq, K. (2014) 'Effect of Void Ratio and Gradation on Shear Strength Parameters', *Pakistan Journal of Science*, 66(3)(1), pp. 242–251.
- Murray, H. H. (2006) *Applied Clay Mineralogy - Occurrences, Processing and Application of Kaolins, Bentonites, Palygorskite-Sepiolite, and Common Clays*, *Developments in Clay Science*. doi: 10.1016/S1572-4352(06)02001-0.
- Nalezny, C. L. and Li., M. C. (1967) 'Effect of Soil Structure and Thixotropic Hardening on the Swelling Behavior of Compacted Clay Soils', *Highway Research Record*, 209(14).
- National Programme on Technology Enhanced Learning (2015) *Pore water pressure and shear strength*, *Advanced Geotechnical Engineering. Module 4*. Disponible en: <http://nptel.ac.in/courses/105104132/Module4/lecture21.pdf>.
- Nieto-Samaniego, A. F. (1999) 'Stress Stain and Fault Patterns', *Journal of Structural Geology*, 21, pp. 1065–1070.
- Nieto-Samaniego, A. F., Alaniz-Alvarez, S. A., Camprubí-Cano, A., (2005), *La Mesa Central de México: estratigrafía, estructura y evolución tectónica cenozoica*: Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Tomo 52, 285-317.
- Nieto-Samaniego, A. F., Alaniz-Alvarez, S. A., Ojeda-García, A. C., Xu, S., (2012), *Geología de la región de Salamanca, Guanajuato, México*, Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Volumen 64, núm. 3, 411-425.
- Nieto Leal, A. y Kaliakin, V. N. (2013) *Behavior of Cohesive Soils Subjected to Cyclic Loading : An Extensive Review of Pertinent Literature*. Research Report, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware Newark, Delaware, U.S.A.
- Pollard, D. D. y Fletcher, R. C. (2005) *Fundamentals of structural geology*. 4th edn. Cambridge cb2 8bs, United Kingdom: Cambridge University Press.
- Prevost, J.-H. y Høeg, K. (1976) 'Reanalysis of simple shear soil testing', *Canadian Geotechnical Journal*, 13(4), pp. 418–429. doi: 10.1139/t76-042.
- Puy-Alquiza, M., Miranda-Aviles, R., Cruz-Cruz, M., Pérez-Arbizu, O., Vega-González, M., y Anaznor, G. (2014). *Geochemistry and depositional environment of the Losero Formation in the Mesa Central, México*. Boletín De La Sociedad Geológica Mexicana, 66(3), 413-430.

- Raymond, G. P. (1997) *'Shearing strength of soils'*, Geotechnical Engineering, pp. 99–112.
- Reddy, J. N. (2013) *An Introduction to Continuum Mechanics, Second Edition*. Cambridge: Cambridge University Press. doi: 10.1017/CBO9781139178952.
- Rees, S. (2014) *'Introduction to Triaxial Testing Part Three: Dynamic triaxial testing'*, White paper, p. 5. Disponible en: <http://www.gdsinstruments.com/white-paper-dynamic-triaxial-testing>.
- Rice, J. R. (1994) *'Solid Mechanics'*, School of Engineering and Applied Sciences, and Department of Earth and Planetary Sciences Harvard University, Cambridge, MA 02138 USA Original, (October). Disponible en: [http://esag.harvard.edu/rice/e0\\_Solid\\_Mechanics\\_94\\_10.pdf](http://esag.harvard.edu/rice/e0_Solid_Mechanics_94_10.pdf).
- Rico-Rodriguez, A. y Del Castillo, H. (2006) *Ingeniería de suelos en las vías terrestres*. Editorial Limusa, México, ISBN: 9681800540, 9789681800543, 459 p.
- Rivas-Perea, D. D. y Villarraga Herrera, M. R. (2009) *'Influencia de la microestructura en el comportamiento dinámico de los suelos residuales de esquistos en Sabaneta'*, 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, p. 7.
- Roberts, A. (1977a) *'The Behavior of Earth Materials under Static Load'*, Geotechnology, pp. 17–30. doi: 10.1016/B978-0-08-019602-2.50006-X.
- Roberts, A. (1977b) *The Response of Earth Materials to Dynamic Loads*, Geotechnology 1st Edition An Introductory Text for Students and Engineers. Pergamon. doi: 10.1016/B978-0-08-019602-2.50017-4.
- Roberts, A. (1977c) *'The Engineering Properties of Soils'*, Geotechnology, pp. 54–65. doi: 10.1016/B978-0-08-019602-2.50009-5.
- Roussillon, T. et al. (2009) *'Automatic computation of pebble roundness using digital imagery and discrete geometry'*, Computers and Geosciences, 35(10), pp. 1992–2000. doi: 10.1016/j.cageo.2009.01.013.
- Roylance, D. (2008) *Mechanical properties of materials*, Mechanics of Materials. Disponible en: <http://web.mit.edu/course/3/3.225/book.pdf> (Accessed: 20 June 2008).
- Rodriguez-Castillo, R. y Schroeder-Aguirre A., (2010). *Structural control on the subsidence faults alignment in Irapuato - Mexico*, AQUAmundi (2010) -Am01007: 045 – 049 DOI 10.4409/Am-009-10-0007.
- Sabbar, A. S., Chegenizadeh, A. y Nikraz, H. (2016) *'A review of the experimental studies of the cyclic behaviour of granular materials: geotechnical and pavement engineering'*, Australian Geomechanics, 51(2), pp. 89–103.
- Salazar-Vallejo, J.(2009) *Propiedades esfuerzo-deformación de suelos no saturados: Investigación comparativa experimental laboratorio vs. Parámetros sísmológicos in situ*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro.

- Sanjay, P. y Kanti, A. (2007) '*Cyclic Triaxial Testing of Fully and Partially Saturated Soil At Silchar*', 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, (1194), p. 12.
- Santamarina, J. C. (2003) '*Soil Behavior at the Microscale: Particle Forces*', Soil Behavior and Soft Ground Construction, (October), pp. 25–56. doi: 10.1061/40659(2003)2.
- Santamarina, J. C. y Shin, H. S. (2009) '*Friction in Granular Media*', Meso-scale Shear Physics in Earthquake and Landslide Mechanics, pp. 157–188. doi: 10.1201/b10826-20.
- Schofield, A. y Wroth, P. (1968) '*Critical State Soil Mechanics*', p. 218. doi: 10.1111/j.1475-2743.1987.tb00718.x.
- Schreurs, P. J. G. (2012) *Fracture Mechanics*. Lecture notes, Eindhoven University of Technology, Department of Mechanical Engineering, Materials Technology, Disponible en: [www.mate.tue.nl/~piet/edu/frm/pdf/frmsyl1213.pdf](http://www.mate.tue.nl/~piet/edu/frm/pdf/frmsyl1213.pdf).
- Singh, A. K. (2007) *MECHANICS OF SOLIDS*. Guwahati, India: Prentice Hall of India, Learning Pvt. Ltd. ISBN-10: 8120331907, 496 p.
- Suárez-Díaz, J. (1998) '*Esfuerzo y resistencia al cortante*', Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, pp. 81–116.
- Taylor, S. (2008a) *Geometry of homogeneous strains*. Disponible en: [http://www.wou.edu/las/phyci/taylor/es406\\_structure/es406\\_structure\\_home.htm](http://www.wou.edu/las/phyci/taylor/es406_structure/es406_structure_home.htm)
- Ti, K. S. et al. (2009) '*A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application*', Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 14, p. 18.
- Tien, Y. M. y Kuo, M. C. (2001) '*A failure criterion for transversely isotropic rocks*', International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 38(3), pp. 399–412. doi: 10.1016/S1365-1609(01)00007-7.
- Twiss, R. J. y Moores, E. M. (2007) '*Kinematic Models of Folding*', in Structural Geology. 2nd edn. University of California at Davis: W. H. Freeman and Company. doi: 10.1002/gj.3350290408.
- Villalaz-Crespo C. (2004) *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5th edn. Editorial Limusa. México ISBN:9681864891, 650 p.
- Warkentin, B. P. y Yong, R. N. (1962) '*Shear strength of montmorillonite and kaolinite related to interparticle forces*', Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals, pp. 210–218. doi: 10.1346/CCMN.1960.0090111.
- Waziri, S. H. et al. (2013) '*Geotechnical and Mineralogical Characterization of Soils Derived from Schist along Shango-Chanchaga Highway, Minna, Central Nigeria*', Journal of Minerals and Materials Characterization and Engineering, pp. 363–366. doi: 10.4236/jmmce.2013.16056.
- Yokoi, H. (1968) '*Relationship between soil cohesion and shear strength*', Soil Science and Plant Nutrition, 14(3), pp. 89–93. doi: 10.1080/00380768.1968.10432750.

Zang, A. y Stephansson, O. (2010) '*Stress Definition*', in Stress Field of the Earth's Crust. Dordrecht: Springer Netherlands, pp. 17–35. doi: 10.1007/978-1-4020-8444-7\_2.

Zhong, S. et al. (2016) '*Shear strength features of soils developed from purple clay rock and containing less than two-millimeter rock fragments*', Journal of Mountain Science, 13(8), pp. 1464–1480. doi: 10.1007/s11629-015-3524-8.