



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE
LAS VÍAS TERRESTRES**

**IMPORTANCIA DE LAS CONDICIONES DE HUMEDAD Y TIPO DE SUELO DE
DESPLANTE EN EL DESEMPEÑO DE UN PAVIMENTO PARA LA CIUDAD DE
MORELIA**

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE
LAS VÍAS TERRESTRES**

PRESENTA:

ING. OMAR VIVEROS CARRERA

ASESOR:

DOCTOR EN INGENIERÍA DEL TERRENO

CARLOS CHÁVEZ NEGRETE

MORELIA, MICHOACÁN MAYO DEL 2018



CONTENIDO

CONTENIDO	ii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE ECUACIONES	xiii
DEDICATORIA	xiv
AGRADECIMIENTOS	xv
RESUMEN	xvi
ABSTRAC	xvii
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Introducción	1
1.1.1 Enunciado del problema	3
1.1.2 Formulación del problema	4
1.2 Hipótesis.....	4
1.3 Objetivos de la Investigación	5
1.3.1 Objetivo General.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Justificación y delimitación de la investigación.....	6
1.4.1 Justificación práctica.....	6
1.4.2 Delimitación de la investigación.....	6
2. ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1 Antecedentes del Subsuelo de la ciudad de Morelia	7
2.1.1 Geología.....	7
2.1.2 Regionalización por tipo de terreno de cimentación.....	7

2.1.3	Propiedades de los suelos en zonas críticas	11
2.1.4	Proyectos y construcción de pavimentos en la ciudad de Morelia.	12
2.1.5	Módulo Resiliente para diseño empírico-mecanicista en pavimento flexible	12
2.2	MARCO TEÓRICO.....	14
2.2.1	Rugosidad superficial.....	14
2.2.2	Escala y características del IRI	14
2.2.3	PROPIEDADES DE SUELOS NO SATURADOS	15
2.2.4	Succión.....	16
2.2.5	Curva Característica.....	17
2.2.6	Ley de Darcy.....	21
2.2.7	Permeabilidad	22
2.2.8	Módulo de Resiliencia	23
2.2.9	Variación del Módulo con la succión	32
2.3	MARCO METODOLÓGICO	36
3.	CASO PRÁCTICO	37
3.1	Ubicación de zona de estudio.....	37
3.2	Muestreo en campo	39
3.3	Perfil de campo.....	41
3.4	Ensayos de laboratorio	42
3.4.1	Composición Granulométrica y ensayos Índices.....	42
3.4.1	Permeabilidad	45
3.4.2	Ensayos de Compactación	45
3.4.3	Estimación de Curva Característica	47
3.4.4	Módulo de Resiliencia	48
3.4.5	Ajuste de Puntos de Módulo Resiliente.....	74

3.5	Condiciones climáticas.....	82
3.5.1	Estimación de un tirante máximo	83
4.	MODELACIÓN NUMÉRICA	85
4.1	Caso 1 (Mecánico).....	86
4.1.1	Condiciones Iniciales.....	86
4.1.2	Intervalo 1	87
4.1.3	Intervalo 2.....	89
4.2	Caso 2 (Hidráulico).....	91
4.2.1	Condiciones Iniciales del modelo.....	91
4.2.2	Intervalo 1	92
4.2.3	Intervalo 2.....	94
4.2.4	Intervalo 3.....	95
4.3	Caso 3 (Hidromecánico).....	99
4.3.1	Parámetros del Modelo de Elemento Finito.....	99
4.3.2	Intervalo 1	99
4.3.3	Intervalo 2.....	100
4.3.4	Intervalo 3.....	102
4.3.5	Resultados de la modelación.....	103
4.4	Modelación Mecánica 3D	107
4.4.1	Obtención de Módulos Resilientes	107
4.4.2	Caso 1 Condiciones después de construcción (MR a W% Óptima de compactación).....	111
4.4.3	Caso 2 Condiciones presentadas en el muestreo de campo	124
4.4.4	Caso 3 Condiciones de humedad correspondientes MR máximo obtenido en Laboratorio.....	127
4.4.5	Caso 4 Condiciones obtenidas por el modelado 2D	129

4.4.6	Caso 5 Modelo Combinado entre Caso 1(Condiciones después de construcción MR a W% de Compactación) y Caso 4 (Condiciones obtenidas por modelo 2D).	132
4.4.7	Caso 6 Modelo Combinado entre Caso 2 (Condiciones presentadas en el muestreo de campo) y Caso 4 (Condiciones obtenidas por el modelo 2D).	134
5.	CONCLUSIONES	137
6.	BIBLIOGRAFÍA	140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Sección Transversal de un pavimento romano de alta calidad (dimensiones en mm), (DAWSON, 2008).....	1
Figura 1.2. Capas de pavimento constituidos por arcilla, arena limosa.....	5
Figura 2.1 Carta de vulnerabilidad de los suelos en la ciudad de Morelia (Arreygue y Garduño, 2005)	7
Figura 2.2. Localización de Sondeos y PCA (Mier et Al, 1982).....	8
Figura 2.3. Carta de Plasticidad (Mier et Al, 1982).....	11
Figura 2.4. Representación gráfica del modelo "Cuarto de Carro" (Arriaga et al, 1998).....	14
Figura 2.5. Curva Característica de tres materiales distintos. (L Ning et al, 2004).....	18
Figura 2.6. Zonas que componen la Curva Característica. (L Ning et al, 2004)	19
Figura 2.7. Pérdida de carga como flujo de agua a través de un medio poroso. Donde u =presión de poro, h = carga, Z y L = distancias (Dawson, 2008).....	22
Figura 2.8. Prueba de Permeabilidad.....	23
Figura 2.9. Gráfica Modulo Resiliente (Garnica et al, 2000).	25
Figura 2.10. Estados de Esfuerzos en la Subrasante (Garnica et al, 2000).....	25
Figura 2.11. Gráfica de Ensayo de Módulo Resiliente Suelo Fino.....	29
Figura 2.12 Gráfica de Ensayo de Módulo Resiliente	32
Figura 2.13. Gráfica de ajuste Módulo Resiliente para Suelos Finos. (Guia AASHTO, 2004)	34
Figura 2.14. Gráfica de ajuste Módulo Resiliente para Suelos Grueso. (Guia AASHTO, 2004)	34
Figura 2.15 Ajuste de puntos con superficie de modelo.....	35
Figura 3.1 Mapa de medición de IRI en Avenida Solidaridad	38
Figura 3.2. Excavación en el Sitio de Estudio	40
Figura 3.3. Apreciación de las diferentes capas en la zona de estudio	40
Figura 3.4. Sección Transversal Avenida Solidaridad (Perfil)	41
Figura 3.5. Sección en Corte Avenida Solidaridad (distancias en m)	41
Figura 3.6. Granulometría Suelos Gruesos.....	43
Figura 3.7 Granulometría Suelos Finos	44
Figura 3.8 Curvas de Compactación de materiales estudiados.....	46

Figura 3.9 Gráfica de resumen de Curva Característica para cada Material	47
Figura 3.10. Fotografías Proceso de Prueba Módulo Resiliente.....	50
Figura 3.11. Fotografías de especímenes después de ser probados	51
Figura 3.12 Ubicación de PVS obtenido por cada Prueba de Módulo Resiliente. Material de Base.....	52
Figura 3.13 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Base Etapa.....	53
Figura 3.14 Línea polinómica de Tendencia Material de Base Etapa 1	54
Figura 3.15 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Base Etapa 2	54
Figura 3.16 Línea polinómica de Tendencia Material de Base Etapa 2	55
Figura 3.17 Ubicación de PVS obtenido por cada Prueba de Módulo Resiliente	57
Figura 3.18 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Filtro Etapa 1	58
Figura 3.19 Línea polinómica de Tendencia Material de Filtro Etapa 1	58
Figura 3.20 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Filtro Etapa 2.....	59
Figura 3.21 Línea polinómica de Tendencia Material de Filtro Etapa 2	60
Figura 3.22 Gráfica de ubicación de los MR en el espacio Proctor.....	62
Figura 3.23 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Subrasante Etapa1	63
Figura 3.24 Línea polinómica de Tendencia Material de Subrasante Etapa 1.....	63
Figura 3.25 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Subrasante Etapa 2	64
Figura 3.26 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Subrasante Etapa 2	65
Figura 3.27 Gráfica de ubicación de los MR en el espacio Proctor.....	67
Figura 3.28. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 1.....	68
Figura 3.29. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 1.....	68
Figura 3.30 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 2.....	69
Figura 3.31 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 2.....	70
Figura 3.32 Gráfica de ubicación de los MR en el espacio Proctor.....	71
Figura 3.33 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 1	72
Figura 3.34. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 1	73
Figura 3.35. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 2.....	73
Figura 3.36 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 2	74
Figura 3.37 Ajuste para base AASHTO Etapa 1 de pruebas	75
Figura 3.38 Ajuste para base AASHTO Etapa 2 de pruebas	76

Figura 3.39 Ajuste para Filtro AASHTO Etapa 1.....	76
Figura 3.40 Ajuste para Filtro AASHTO Etapa 2.....	77
Figura 3.41 Ajuste para Subrasante AASHTO Etapa 1.....	77
Figura 3.42 Ajuste Para Subrasante AASHTO Etapa 2.....	78
Figura 3.43 Ajuste para Arcilla AASHTO Etapa 1.....	78
Figura 3.44 Ajuste para Arcilla AASHTO Etapa 2.....	79
Figura 3.45 Ajuste para Tepetate AASHTO Etapa 1.....	79
Figura 3.46 Ajuste para Tepetate AASHTO Etapa 2.....	80
Figura 3.47 Ajuste de punto de prueba MR. a) Base. b) Subrasante. c) Filtro. d) Arcilla. e) Tepetate.....	81
Figura 4.1 Perfil en CODE BRIGHT.....	86
Figura 4.2 Restricción de límites de la masa de suelo.....	88
Figura 4.3 Malla de simulación Mecánica.....	90
Figura 4.4. Simulación Mecánica. A) Tiempo 0 h. B) Tiempo 2 h.....	91
Figura 4.5. Perfil de Análisis Caso Hidráulico.....	93
Figura 4.6 Malla del perfil de suelo usada.....	97
Figura 4.7 Simulación del incremento de Tirante de agua. A) Tiempo 0. B) Tiempo 2 h. C) Tiempo 3 h. D) Tiempo 3.30 h. Tiempo 4 h. D) Tiempo 9 h.....	98
Figura 4.8 Condiciones de Contorno.....	101
Figura 4.9 Enmallado simulación Hidromecánica.....	103
Figura 4.10 Simulación grado de saturación Parte 1. A) Tiempo 0 h. B) Tiempo 8 h. C) Tiempo 9 h. D) Tiempo 12.5 h. E) Tiempo 15 h.....	105
Figura 4.11 Simulación Grado de Saturación Parte 2. A) Tiempo 0 h. B) Tiempo 9 h.....	105
Figura 4.12 Simulación desplazamientos eje y parte 1. A) Eje X. B) Eje Y. C) Eje Z.....	106
Figura 4.13 Simulación desplazamientos eje y parte 2. A) Eje X. B) Eje Y. C) Eje Z.....	107
Figura 4.14 a) Presión de Poro (U_w o s)-Tiempo (hrs). b) Esfuerzo Total (P)-Tiempo (hrs).....	109
Figura 4.15 Modelo Hidromecánico.....	110
Figura 4.16 Modelo Mecánico 3D Condiciones Óptimas Esfuerzos en X. a) Estado Geostático. b) 3 h. c) 5h. d) 7h. e) 9h.....	115
Figura 4.17 a)Plano de Corte a 3 m eje Z. b) Sentido de la deformación por cargas en X.	115

Figura 4.18 Esfuerzos en Losa eje X	116
Figura 4.19 Deflexión en Losa Eje X	116
Figura 4.20 Modelo Mecánico 3D Condiciones Óptimas Esfuerzos en Y. a) Estado Geoestático. b) 3 h. c) 5h. d) 7h. e) 9h.....	118
Figura 4.21 a)Plano de Corte a 3 m eje Z. b) Sentido de la deformación por cargas en Y.	119
Figura 4.22 Esfuerzos en Losa eje Y	119
Figura 4.23 Deflexión en Losa Eje Y	120
Figura 4.24 Modelo Mecánico 3D Condiciones Óptimas Esfuerzos en Z. a) Estado Geoestático. b) 3 h. c) 5h. d) 7h. e) 9h.....	121
Figura 4.25 a)Plano de Corte a 3 m eje Z. b) Sentido de la deformación por cargas en Z.	122
Figura 4.26 Esfuerzos en Losa eje Z.....	122
Figura 4.27 Deflexión en Losa.....	123
Figura 4.28 Esfuerzo vs Profundidad Eje X.....	123
Figura 4.29 Esfuerzo vs Profundidad Eje Y.....	124
Figura 4.30 Esfuerzo vs Profundidad Eje Z.....	124
Figura 4.31 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior	125
Figura 4.32 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior.....	126
Figura 4.33 Deflexión en Losa.....	126
Figura 4.34 Esfuerzo vs Profundidad Eje X	127
Figura 4.35 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior	128
Figura 4.36 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior.....	128
Figura 4.37 Tendencia de deformación de Losa.....	129
Figura 4.38 Esfuerzo vs Profundidad Eje X	129
Figura 4.39 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior	130
Figura 4.40 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior.....	131
Figura 4.41 Dflexión en Losa	131
Figura 4.42 Esfuerzo vs Profundidad Eje X	132
Figura 4.43 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior	133
Figura 4.44 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior.....	133
Figura 4.45 Deflexión de Losa.....	134
Figura. 4.46 Esfuerzo vs Profundidad Eje X	134

Figura. 4.47 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior	135
Figura. 4.48 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior	135
Figura. 4.49 Deflexión de Losa.....	136
Figura. 4.50 Esfuerzo vs Profundidad Eje X	136

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Parámetros IRI (Arriaga et al, 1998)	15
Tabla 2.2. Secuencia de Prueba de Módulo Resiliente Suelos Finos (AASHTO, 2004)	27
Tabla 2.3. Resultados de Prueba de Módulo Resiliente Suelo Fino	28
Tabla 2.4. Secuencias de carga para prueba Módulo Resiliente en Materiales Gruesos (AASHTO, 2004).....	30
Tabla 2.5. Resultados de Prueba de Módulo Resiliente Suelo Grueso.....	31
Tabla 3.1. IRI por Tramos de Avenida Solidaridad.....	38
Tabla 3.2 Parámetros Pruebas Índice.....	45
Tabla 3.3 Resumen de valores de Permeabilidad	45
Tabla 3.4 Resumen valores Prueba Porter	46
Tabla 3.5 Resumen de Peso Volumétrico Seco Máximo y Humedad Óptima	47
Tabla 3.6 Condiciones Iniciales Etapa 1	51
Tabla 3.7 Condiciones Iniciales Etapa 2.....	52
Tabla 3.8 Condiciones Iniciales Etapa 1.....	56
Tabla 3.9 Condiciones Iniciales Etapa 2.....	56
Tabla 3.10 Condiciones Iniciales Etapa 1.....	60
Tabla 3.11 Condiciones Iniciales Etapa 2.....	61
Tabla 3.12 Condiciones Iniciales Etapa 1.....	65
Tabla 3.13 Condiciones Iniciales Etapa 2.....	66
Tabla 3.14 Condiciones Iniciales Etapa 1.....	70
Tabla 3.15 Condiciones Iniciales Etapa 2.....	71
Tabla 3.16. Parametros de ecuación de superficie.....	81
Tabla 3.17 analisis mensual de valores de Evaporación.....	83
Tabla 3.18 Precipitación en la Zona	83
Tabla 3.19 Categorías de Clima.....	83
Tabla 4.1 Condiciones Generales para los materiales	86
Tabla 4.2 Condiciones de Contorno.....	88
Tabla 4.3 Condiciones de flujo en contorno y superficie	89
Tabla 4.4 Condiciones de contorno	89
Tabla 4.5 Condiciones de Flujo en Contorno y Superficie.....	90

Tabla 4.6 Condiciones Generales para los materiales	92
Tabla 4.7. Condiciones de Contorno.....	93
Tabla 4.8 Condiciones de flujo en contorno y superficie. Intervalo 1	94
Tabla 4.9 Condiciones de Contorno.....	94
Tabla 4.10 Condiciones de flujo en contorno y superficie	95
Tabla 4.11 Condiciones de Contorno.....	96
Tabla 4.12 Condiciones de flujo en contorno y superficie	96
Tabla 4.13. Condiciones de flujo en contorno y superficie	99
Tabla 4.14 Condiciones de Contorno. Intervalo 2	100
Tabla 4.15 Condiciones de flujo en contorno y superficie. Intervalo 2.....	101
Tabla 4.16 Condiciones de Contorno. Intervalo 3	102
Tabla 4.17 Condiciones de flujo en contorno y superficie	102
Tabla 4.18 Promedio de valores U_w y P modelo hidráulico y mecanico para capa Base ..	108
Tabla 4.19 Promedio de Valores P y U_w modelo Hidromecánico para capa base.....	109
Tabla 4.20 Resumen de MR Teóricos.....	111
Tabla 4.21 Cálculo de MR promedio en base a humedad óptima de compactación	111
Tabla 4.22 Condiciones en base a humedad del sitio de muestreo	125
Tabla 4.23 Condiciones en base a humedad del sitio de muestreo	127
Tabla 4.24 Módulos Resilientes en base a datos de Modelación.....	130

ÍNDICE DE ECUACIONES

$\Psi = -Tvw0\omega vlnUvUv0$	Ec. 2.1	16
$\Psi = -135\ 022\ lnUvUv0$	Ec. 2.2	17
$\theta w = Ch1[Ln[e + (haf)bf]]cf$	Ec. 2.3	20
$Ch = 1 - Ln(1 + hhr)Ln(1 + 1.45x105hr)$	Ec. 2.4	20
$af = 0.8627(D60) - 0.751$	Ec. 2.5	20
$mf = 0.1772[Ln(D60)] + 0.7734$	Ec. 2.6	20
$hr = af1D60 + 9.7e - 4$	Ec. 2.7	20
$af = 0.00364(wPI) + 4(wPI) + 11$	Ec. 2.8	21
$mf = 0.0514(wPI)0.465 + 0.5$	Ec. 2.9	21
$nf = mf(-2.313(wPI)0.14 + 5)$	Ec. 2.10	21
$hr = af(32.44e0.0186(wPI))$	Ec. 2.11	21
$UA\rho wg + v2A2g + ZA = UB\rho wg + v2B2g + ZB + \Delta h$	Ec. 2.12	21
$h = UA\rho wg + ZA - (UB\rho wg + ZB)$	Ec. 2.13	22
$v = -KhL$	Ec. 2.14	22
$v = -KhL = -Ki$	Ec. 2.15	22
$K = VLthA$	Ec. 2.16	23
$MR = \sigma_{11} - \sigma_3 \varepsilon_{axial} = \sigma d \varepsilon_{axial}$	Ec. 2.17	24
$logMrMropt = a + b - a1 + EXP(ln - ba + KmS - Sopt)$	Ec. 2.18	33
$Mr = a1ln - p + a2lns + 0.10.1 + a3ln - plns + 0.10.1$	Ec. 2.19	35
$Mr = V1 + a1 Logp + Logs + 0.10.1 + a3Logp Logs + 0.10.1$	Ec. 3.1	80

DEDICATORIA

La presente investigación va dedicada a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Progrado en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres, el programa CONACyT y en sí a la sociedad que conforma el país del cuál vivimos, por haberme dado la oportunidad de obtener un grado más en mi formación y no sólo por el bien propio, si no con la finalidad de reincorporarme al ambiente laboral y tratar de corresponder en medida de lo posible la inversión y principalmente la fé que se ha depositado en mí para contribuir a que esta gran nación pueda mejorar y crecer, tomando en cuenta siempre conducirme por el camino correcto, no olvidando de donde vengo, quién intercedió por mí para llegar hasta aquí y teniendo siempre claro hacia donde me dirijo con la ilusión y convicción de un día poder transmitir lo que habré aprendido en mi vida tanto laboral como personal.

AGRADECIMIENTOS

La disciplina tarde o temprano vencerá la inteligencia, excelente dicho japonés, que deja ver que el talento, de tenerlo, no es nada si no se desarrolla la habilidad, si no se prepara el individuo para hacer uso de él, pudiendo ser éste una posesión efímera en el camino del éxito. A lo largo de este trabajo académico, que hasta ahora ha sido el más importante en mi vida profesional, he comprendido que se necesita mucha paciencia, sabiduría, esfuerzo, convicción y clara disciplina como ya lo comenté, para poder dar nacimiento a una idea que forme el cuerpo de una investigación bien planteada y desarrollada que en su conclusión pueda aportar un granito de arena a todo el mar del conocimiento.

Para llegar lejos, no se llega solo, claro está, es por eso que es importante para mí agradecer a quien hizo posible concluir con esta etapa en mi vida. En primera instancia agradezco a Dios por darme vida, salud y esperanza de llegar hasta aquí. A mis padres Lorenzo Viveros Arreola y María Magdalena Carrera Huerta, que son el pilar de mi vida y que gracias a su esfuerzo y amor incondicional, hoy, soy lo que soy. A mi hermano Mauro Viveros Carrera que me apoya con su ser y alma inocente. A mi novia Lizeth Valencia Barragán que siempre está dándome ánimos cuando salda no encuentro y que siempre me ayuda a ver la luz y el lado bueno y útil de las cosas malas, un pilar sólido y resistente en mi vida también. A mi asesor el Dr. Carlos Chávez Negrete que gracias a su optimismo, paciencia, experiencia y guía, se pudo concluir ésta investigación. Al M.I. Tarcisio Dominguez, quien me brindó su amistad y conocimiento para poder llevar a cabo las pruebas de Mr (pieza clave en este trabajo). Por último, pero no menos importante a mis familiares, profesores y amigos que paso a paso forjaron un camino para mí con sus enseñanzas y consejos, ha sido un honor coincidir con todos ustedes, mil bendiciones.

RESUMEN

La presente investigación está enfocada a una serie de ensayos realizados a una de las vialidades más importantes de la ciudad de Morelia, Michoacán, México. Con el fin de obtener datos que ayuden a comprender en buena medida el comportamiento del suelo de desplante y capas de pavimento de la zona de estudio, ya que presenta severos problemas de deformación. Se muestreó material del sitio de las diferentes capas encontradas, se realizaron pruebas índice en laboratorio, así como pruebas de módulo resiliente bajo la norma AASHTO-307 a diferentes humedades en dos etapas con diferente energía de compactación. Se trató de ajustar los datos obtenidos a un modelo establecido por el método de diseño de pavimentos AASHTO, teniendo pocos resultados favorables, por lo que se optó por realizar un ajuste con ayuda de superficies, método que resultó más certero. Una vez ajustado los puntos de interés se realizaron modelaciones en 2D y 3D en el tiempo, con lo que se obtuvieron datos importantes acerca de los esfuerzos (compresión y tensión) en la losa que la llevaron hasta sus puntos de falla conforme se variaron las condiciones de modelación.

Palabras Clave: Módulo de Resiliencia, Deformación, Esfuerzos de Tensión, Esfuerzos de compresión, Modelación.

ABSTRAC

This investigation is focused on a series of tests carried out at one of the most important roadways in the city of Morelia, Michoacán, Mexico. In order to obtain data to help to understand the behavior of soil and study pavement layers, they present severe strain problems. Materials from different layers found were sampled, index tests were carried out in the laboratory, as well as tests of resilient modulus under the AASHTO-307 standard, at different water contents in two stages with different compaction energy. We tried to adjust the obtained data to a model established by the AASHTO pavement design method, with few favorable results, so it was decided to make an adjustment with the help of surfaces, a method that was more accurate. Later, once the points of interest were adjusted, 2D and 3D modeling were carried out over time, obtaining important data about the stresses (compression and tension) in the slab that led to its points of failure as the conditions changed of modeling.

Key Words: Resilient Modulus, Strains, Tension streses, Compression streses, Modeling.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

En el mundo la construcción de carreteras puede remontarse tan lejos como hace 3,500 años. En principio los caminos eran con fines ceremoniales, y pueden haber llevado en sí tráfico sobre ruedas. No fue hasta el crecimiento del Imperio Romano que una gran red de caminos se construyó. Tal era el deseo de asegurar el Imperio contra los enemigos y para mejorar el comercio que en el momento pico, aproximadamente 0.5 kilómetros de camino se estaban construyendo diariamente. Aunque el pie y la pezuña era el tráfico que predominaba, esos caminos se utilizaban también sin duda para vehículos con ruedas. Los ingenieros responsables de estos pavimentos entendían algunas verdades importantes acerca del drenaje del pavimento - verdades que, en la práctica, a veces todavía no están reconocidas en muchas partes del mundo (DAWSON, 2008).

En la Figura 1.1 se muestra una sección transversal de una calzada romana de alta calidad.

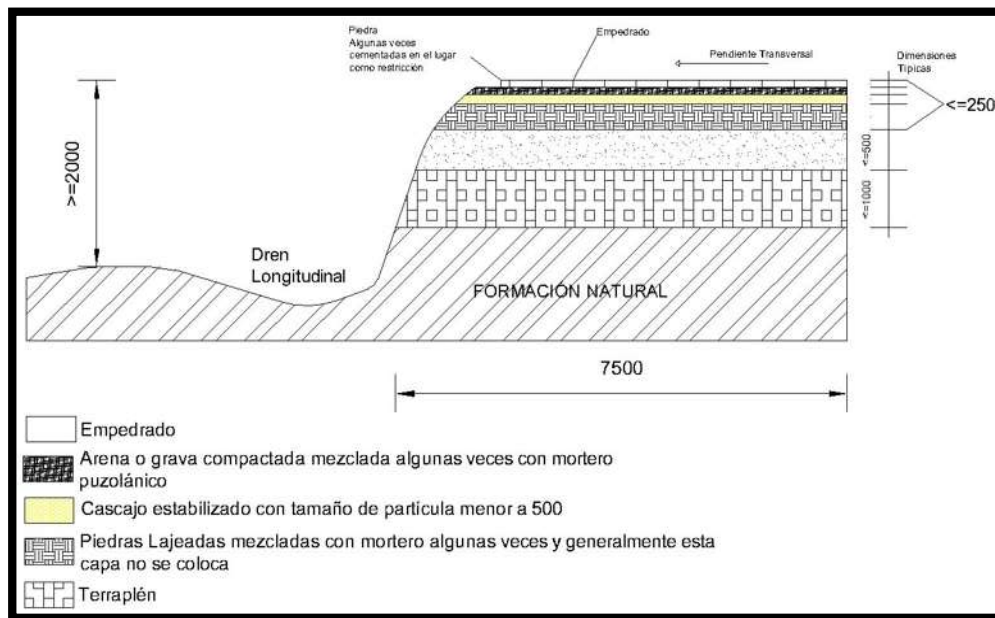


Figura 1.1 Sección Transversal de un pavimento romano de alta calidad (dimensiones en mm), (DAWSON, 2008).

Solo una pequeña proporción de pavimentos fueron construidos como la Figura 1.1, generalmente en dos capas con un núcleo compacto fueron construidos sobre terraplenes.

No fue hasta después de 1700 y principios de 1800 que un entendimiento similar fue una vez más desarrollado.

Thomas Telford, ingeniero escocés quien trabajó en el Reyno Unido y otros países Europeos entre 1800 y 1830. Presentó un diseño con una superficie impermeable para prevenir la infiltración de agua y drenaje de la misma, pero la ruta de los drenes laterales no habían sido aún desarrolladas del todo (DAWSON, 2008).

Arthur Cedergren, un ingeniero americano, reconoció la importancia del drenaje en su famosa frase “**hay tres cosas que un camino requiere: drenaje, drenaje y más drenaje**” (DAWSON, 2008).

El agua ha sido un problema en los pavimentos desde tiempos inmemorables, los materiales que conforman un camino están dados por las capas de terracerías, capas de pavimento y el terreno de desplante, estos se ven sometidos a cargas dinámicas de magnitudes variables dependiendo del tránsito.

El agua en el pavimento es una de las razones más importantes a considerar y que poco caso se hace respecto al diseño. El contenido de humedad depende de varios factores, como son: el tipo de suelo de desplante, nivel de agua freático, tipo de material que constituye un camino, buen diseño de obras de drenaje, aunado al deterioro de los mismos sin mencionar una buena capa impermeable que no permita el paso del agua desde la superficie.

En este trabajo se presenta la caracterización de materiales que componen la estructura de un pavimento sobre la Avenida Solidaridad ubicada en uno de los márgenes del río Chiquito de la ciudad de Morelia, Michoacán. En esta zona es muy común el uso de Tepetate (Limo) en obras de pavimentación, plataformas y naves industriales. Se usa también el material denominado como filtro (Tezontle) como capa rompedora de capilaridad y en este caso la arcilla como terreno de desplante en muchas zonas de la ciudad.

A continuación, se definen los materiales antes mencionados:

- **Tepetate:** es un suelo endurecido de origen volcánico cuyo material parental está constituido por depósitos piroclásticos de caídas, flujos o suelos degradados. Su nombre es de origen náhuatl, derivado de tepétlatl, palabra compuesta de tetl

(piedra) y pétlatl (petate), que se puede traducir como piedra suave. El tepetate se presenta en estado natural compacto o cementado, la cementación se puede dar por el enfriamiento de los flujos piroclásticos (ZAMORA, 2012). Se estima que 30% del territorio nacional está cubierto con tepetate; en la zona de Morelia, como parte del Eje Neovolcánico, se encuentra este tipo de suelo, que se utiliza de manera frecuente en las obras civiles (ZAMORA, 2012).

- **Arcilla:** La arcilla es un suelo o roca sedimentaria constituido por agregados de silicatos de aluminio hidratados, procedentes de la descomposición de rocas que contienen feldespatos, como el granito. Presenta diversas coloraciones según las impurezas que contiene, desde el rojo anaranjado hasta el blanco cuando es pura. Físicamente se considera un coloide, de partículas extremadamente pequeñas y superficie lisa. El diámetro de las partículas de la arcilla es inferior a 0.002mm. Se caracteriza por adquirir plasticidad al ser mezclada con agua, y también sonoridad y dureza al calentarla por encima de 800 °C.
- **Tezontle:** es una roca roja o negra de origen volcánico (ígne) que se ubica en las laderas de los cerros, volcanes y depresiones. En Estados Unidos se le puede encontrar en el Valle de la Muerte, en Europa en el Volcán Stromboli y en México se lo encuentra en las sierras Oriental y Occidental y en volcanes como el Popocatépetl e Iztaccíhuatl. Se produce a partir de piedra pómez, arena y magma. Su aspecto es deteriorado y esponjoso y algunas veces se convierte en una piedra dura. Se emplea en la construcción de casas o diques, y en la industria minera por ser rico en minerales como calcio y zinc.

La caracterización de estos materiales fue de forma experimental en laboratorio, realizando pruebas comunes como son: pruebas índices, contenidos de humedad, granulometrías, compactación, módulo resiliente. Se realizaron con equipo que se encuentra en el laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH).

1.1.1 Enunciado del problema

En la actualidad existen avances considerables referidos al diseño de pavimentos tanto rígidos como flexibles, esto dependiendo de las condiciones de la zona, desarrollo del sitio en cuestiones económicas, Tránsito Promedio Diario Anual, (TDPA), etc.

México como país en vías de desarrollo tiene gran problemática en cuanto a diseño y calidad de sus redes carreteras y vialidades urbanas, cuestiones que se han ido corrigiendo mediante la investigación y adopción de nuevas metodologías de diseño con el paso del tiempo. Tal es el caso de la ciudad de Morelia Capital del Estado de Michoacán donde se tiene una problemática crítica en zonas importantes de la ciudad, en la que la forma tradicional en que sus pavimentos fueron diseñados y ejecutados ya no son eficientes para la demanda de la población de hoy en día. Con el tiempo se han ido deteriorando las capas que conforman el cuerpo de las terracerías y del pavimento, causando a su vez inseguridad, daños a los vehículos, vialidades poco ergonómicas que le causan complicaciones a las entidades correspondientes y por consiguiente a los usuarios.

Parte de la ciudad de Morelia se encuentra desplantada sobre roca, sobre todo en la parte centro, pero también existen áreas considerables donde se encuentra desplantada sobre terreno con capas de arcilla que para la construcción, es el suelo que presenta mayores complicaciones debido a la inestabilidad volumétrica ocasionada por el contenido de humedad que pueda presentar.

1.1.2 Formulación del problema

1. ¿Se tiene en Morelia una base de datos de las vialidades con mayor deterioro?
2. ¿Se sabe con exactitud las causas principales por lo que los pavimentos han presentado falla?
3. ¿Se aplica en el diseño de pavimentos el tipo de suelo de desplante y el contenido de humedad del mismo?
4. ¿Existe una metodología adecuada en cuanto al diseño de un pavimento de acuerdo a la zona?

1.2 Hipótesis

Los pavimentos en la Ciudad de Morelia presentan deterioro, en gran medida debido al contenido de agua presente en el terreno de desplante, su variación y a no ser considerado en el diseño de los mismos. Hoy en día se tiene una mayor cantidad de vehículos con mayor capacidad tanto en peso como en potencia. Aledaño a esto se enfrenta un abatimiento del nivel freático de la zona y un diseño inadecuado en lo referente a las obras de drenaje y en muchos casos mal procedimiento constructivo.

En la Figura 1.2 se muestra como están constituidas las capas de pavimento en Avenida Solidaridad sentido Juárez- Ventura Puente, esquina calle Virrey de Mendoza.



Figura 1.2. Capas de pavimento constituidos por arcilla, arena limosa.

1.3 Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo General

Diagnosticar las fallas principales que se presentan en el pavimento de Avenida Solidaridad de la ciudad de Morelia y estudiar la influencia de los parámetros como: el contenido de humedad, tipo de suelo de desplante, densidad y condiciones de cambio de humedad que deterioren el pavimento, buscando mejorar las condiciones de diseño en la zona.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Identificar las zonas con mayor deterioro superficial en la ciudad de Morelia.
- Caracterización del suelo en la zona de investigación.
- Conocer las condiciones del estado actual del pavimentos, su estructura, así como identificación de las principales causas de falla.
- Empezar estudios experimentales sobre el comportamiento de los materiales, y obtener en lo posible la tendencia de cambio en el contenido de humedad en el terreno de desplante.

1.4 Justificación y delimitación de la investigación

1.4.1 Justificación práctica

Dadas las condiciones en las que se encuentran la mayoría de las vialidades de la ciudad de Morelia, es de suma importancia una rehabilitación de los pavimentos, así como una reestructuración en la metodología de diseño que garantice la durabilidad y el desempeño ante las condiciones dadas por la zona y el desarrollo de la ciudad.

Para llevar lo anterior a cabo, debe entenderse de manera directa la importancia que tiene en la calidad del pavimento el tipo de suelo de desplante, las variaciones en la humedad del mismo, e incluir las fluctuaciones existentes en el nivel freático.

Al entender en lo posible el comportamiento del suelo de la ciudad en las zonas de estudio se pretenderá mejorar el desempeño de los pavimentos y de esta manera mitigar los daños y el deterioro que sufren a través del tiempo.

1.4.2 Delimitación de la investigación

La presente investigación tendrá como lugar la ciudad de Morelia, Michoacán, como ya se ha venido mencionando, y en la que se zonificará el área cercana al Río Chiquito, así como: tipo de suelo de desplante, condiciones de humedad, ya que presentan un grado alto en el deterioro de su estructura y es una zona importante en materia de movilidad para la ciudad.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Antecedentes del Subsuelo de la ciudad de Morelia

2.1.1 Geología

En la Figura 2.1, se muestra un mapa de la geología superficial de Morelia y sus zonas aledañas (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982). Las rocas más antiguas de la región son las andesitas originadas por la actividad volcánica del Terciario Superior. Bajo el punto de vista de geología local la ciudad está ubicada en el valle formado por el Río Grande de Morelia, perteneciente a la Cuenca del Río Lerma aflorando rocas clásticas y volcánicas siendo estas lavas basálticas y andesíticas (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

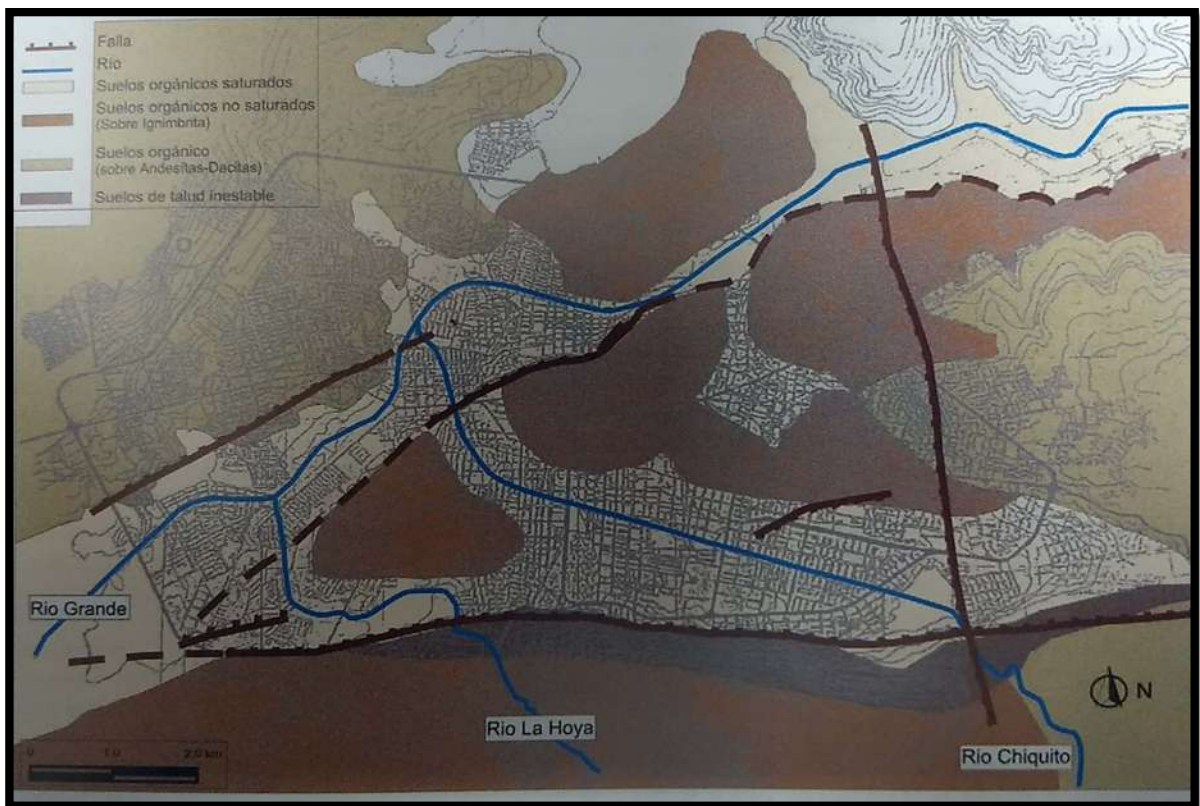


Figura 2.1 Carta de vulnerabilidad de los suelos en la ciudad de Morelia (Arreygue y Garduño, 2005)

2.1.2 Regionalización por tipo de terreno de cimentación

A todas las muestras obtenidas se les hicieron pruebas índices que permiten determinar su clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), se realizaron pruebas de resistencia al esfuerzo cortante y ensayos de consolidación unidimensional.

Se trazaron 3 ejes sobre el plano que cruzan la ciudad en diferentes direcciones como se muestra en la Figura 2.2, a partir de los cuales se obtuvieron cortes transversales.

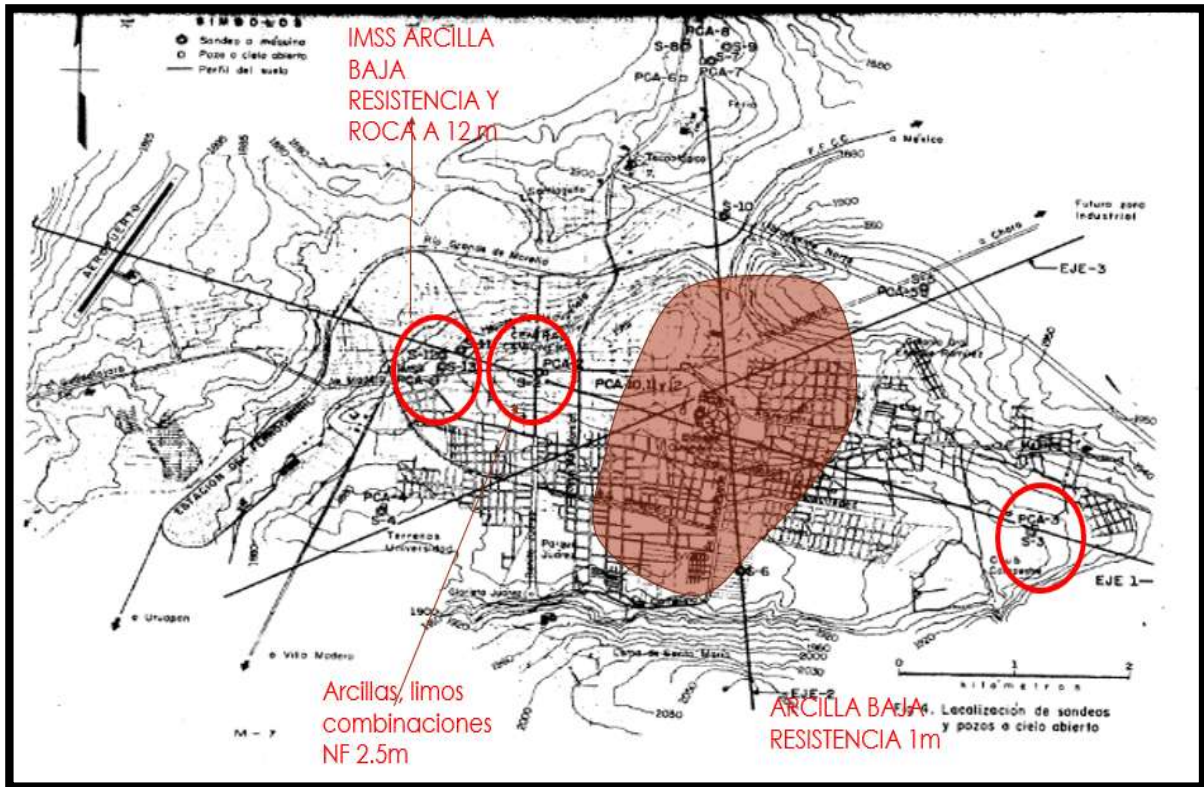


Figura 2.2. Localización de Sondeos y PCA (Mier et Al, 1982)

Sobre el Eje 1 quedaron localizados los sondeos S-3, S-1, S-11, S-12 y S-13, citados de oriente a poniente; en el Eje 2 están situados los sondeos, S-6, S-1, S-10, S-7, S-8 y S-9, mencionados de sur a norte, y el Eje 3 se incluyen los sondeos S-4, S-1 y S-5, citados de poniente a oriente. (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

Eje No. 1. Este corte cubre desde el aeropuerto hasta el Club Campestre, pasando por los valles del Río Grande y el Río Chiquito, así como por la parte más alta de la ciudad. Donde se localizan el sondeo S-3 y el PCA- 3, se encontraron formaciones de arcilla clasificada como CH, prácticamente en toda la profundidad explorada. Estas formaciones son depósitos aluviales cuya resistencia a la penetración a partir de 1 m de profundidad es mayor de 30 golpes y alcanza máximos mayores de 50. El nivel freático se encontró a 2.5m (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

En la Zona centro donde se localizan los sondeos S-1 y S-2, se tiene arcilla en el S-1 a 1 m de profundidad, con resistencia a la penetración entre 10 y 15 golpes, y a partir de esa profundidad hasta la máxima explorada de 24 m, se tienen depósitos de limos, arenas, arcillas y mezclas de todos estos, con resistencia a la penetración muy variable, entre 20 y 40 golpes. En el S-2, se tiene un relleno artificial de 2m de espesor en estado suelto, y a continuación, un estrato muy compacto, formado de limos y gravillas de 4.0 m de espesor; después hasta la máxima profundidad explorada de 18.5 m, se encontraron materiales como en los sondeos S-1 y S-2 con resistencia a la penetración entre 20 y 40 golpes aumentando notablemente con la profundidad (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

En la zona de los sondeos S-11, S-12 y S-13 que corresponden al predio de las Unidades del I.M.S.S, se encontró también arcilla superficial con espesores entre 1 y 2 m con baja resistencia a la penetración, 5 a 10 golpes. Con excepción del sondeo S-11 en todos se encontraron, hasta las máximas profundidades, las formaciones típicas de conos aluviales que se caracterizan por su erraticidad estratigráfica y de compacidad y/o resistencia. En el Sondeo S-11 se encontró, a partir de los 12.5 m de profundidad, una roca que hubo que muestrear con barril rotatorio y broca de diamante, se identificó como toba riolítica y el espesor del estrato fue de 16 m aproximadamente, en el sondeo vecino a 70m (S-12) no se detectó ya la roca (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

Eje No. 2. Se pone de manifiesto la ubicación de los dos valles que circundan a la parte central de la ciudad: uno que comprende a la cuenca del Río Chiquito (S-6) y otro que corresponde a la Cuenca del Río Grande (S-10). A estas partes o cuencas se le ha estado denominando como “zonas bajas” (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

En el sondeo S-6 se encontraron arcillas duras, excepto en el primer metro que corresponde a la capa vegetal. El S-10 ejecutado prácticamente en la margen del **Río Grande**, se encuentran depósitos aluviales recientes formados por **arcillas con materia orgánica hasta 8 m de profundidad y baja resistencia a la penetración, 5 a 10 golpes en promedio**. A partir de 8 y hasta 13 m se encontraron depósitos aluviales muy compactos, formados por limos, arcillas y arenas (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

En los sondeos S-7, S-8 y S-9 correspondientes a la zona del I.S.S.T.E., se atravesó una capa vegetal formada por arcilla de 1 m de espesor y por debajo mantos muy compactos formados por depósitos heterogéneos de limos, limos arenosos y arenas limosas.

Eje No. 3. Sobresale la presencia de una zona alta correspondiente al sondeo S-5 (Colonias Independencia y General Enrique Ramírez) y una parte de lomerío suave donde se localiza el s-4 (universidad), pasando por la zona media del Bosque Cuauhtémoc (S-1).

El S-5, tiene un estrato de arcilla de 1 m de espesor de consistencia media a dura; a partir de esa profundidad y hasta la máxima explorada de 13 m, se localizaron depósitos heterogéneos de limos y arcillas. Es de notarse que entre 9.5 y 13 m, se recuperó una roca identificada como toba riolítica. En el sondeo S-4 que corresponde a terrenos universitarios, se encontró un estrato de arcilla de 4 m de espesor cuya resistencia a la penetración aumenta rápidamente con la profundidad, 10 golpes hasta mayor de 50. El N.F. se localizó a 2.20 m de profundidad. Debajo de este estrato de arcilla y hasta la máxima profundidad explorada de 15 m, se encontraron depósitos un tanto homogéneos muy compactos de limos arenosos (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

Por lo que la estratigrafía y propiedades mecánicas generales de los suelos investigados se refieren, es difícil establecer una zonificación de la ciudad, dada la heterogeneidad de los depósitos que constituyen el subsuelo. Sin embargo, puede decirse que en general existe un estrato de arcillas de alta plasticidad de color gris oscuro que tiene espesores variables de 1 a 3 m y el cual se utiliza como apoyo de las cimentaciones en la gran mayoría de las estructuras (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

Estos materiales desarrollan mayores espesores hacia las partes bajas de los ríos que circundan la ciudad y en particular en el sitio donde se realizó el sondeo S-10.

En la carta de plasticidad de la Figura 2.3 se muestra la ubicación de todos los suelos a los cuales se les determinaron sus características de plasticidad; ahí puede verse que las arcillas superficiales de los primeros 2 m de profundidad se ubican generalmente arriba de la Línea A y a la derecha de la Línea B, correspondiendo a materiales cuya clasificación es CH. Excepcionalmente algunos puntos quedaron localizados por debajo de la Línea “A” pero muy cercanos de ella poniendo de manifiesto sus características de alta plasticidad.

Las arcillas que se manifiestan con anterioridad tienen las siguientes características generales:

Contenidos naturales de agua de 30% a 45%, relación de vacíos aproximadamente igual a 1.0, Grado de saturación de 70% a 80%, peso volumétrico natural de **1600 kg/m³ aproximadamente** (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

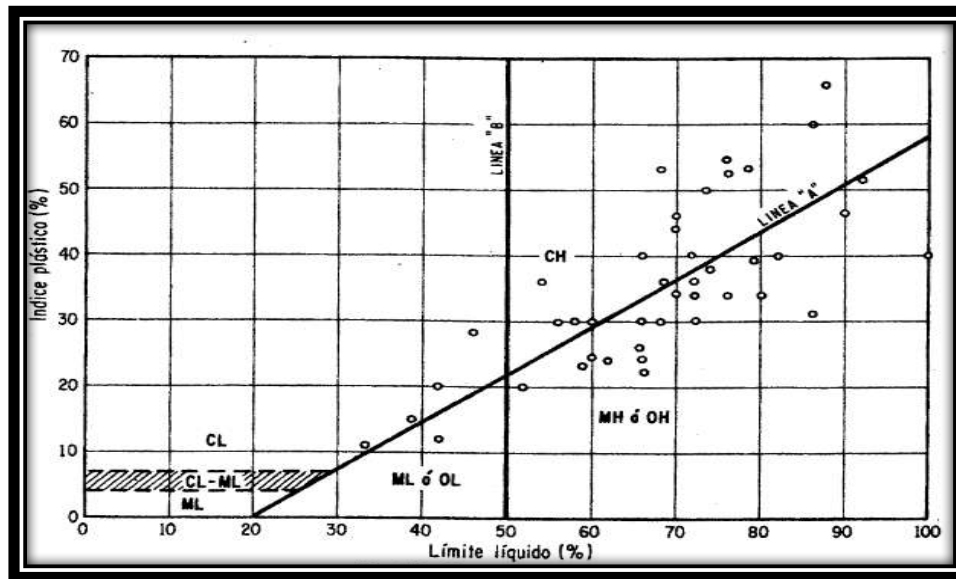


Figura 2.3. Carta de Plasticidad (Mier et Al, 1982).

2.1.3 Propiedades de los suelos en zonas críticas

Los resultados de pruebas Triaxiales Rápidas (TR), en muestras de 1.5 a 3 m de profundidad, indican variaciones de la cohesión de 0 a 0.8 kg/cm^2 y del ángulo Φ de 12° a 35° ; los resultados de pruebas Triaxiales Consolidadas Rápidas (TCR), realizadas en muestras obtenidas de 1 a 6.85 m, manifiestan variaciones de la cohesión de 0 a 3 kg/cm^2 y del ángulo Φ de 9° a 51° .

Como puede apreciarse, es posible obtener una gran variedad de capacidades de carga para los diferentes suelos estudiados; sin embargo, puede decirse que los valores promedios de las capacidades de carga calculados con los lineamientos de G.G. Meyerhof y los correspondientes a asentamientos calculados según K. Terzaghi para zapatas cuadradas y continuas de 1 m de ancho, desplantadas en suelos cohesivos y friccionantes con un factor de seguridad de 3, son las siguientes:

Zonas Altas.- $D = 1.50 \text{ m}$, $q = 20 \text{ ton/m}^2$, $\Delta_{\text{máx.}} = 3.0 \text{ cm}$

Zonas Bajas.- $D = 1.50 \text{ m}$, $q = 8 \text{ ton/m}^2$, $\Delta_{\text{máx.}} = 5.0 \text{ cm}$

Donde:

D = Profundidad Efectiva de Desplante.

q = Capacidad de Carga.

Δ = Asentamiento Total.

Cabe mencionar que en la toba riolítica que se encuentra superficialmente en algunas zonas, la capacidad de carga estimada es de 100 ton/m².

2.1.4 Proyectos y construcción de pavimentos en la ciudad de Morelia.

Tal como se indica anteriormente, existe una capa de arcilla de alta plasticidad cuyas características (penetración entre 4 y 30, límite líquido entre 70% y 90%, límite plástico entre 22% y 30%, contenido de humedad entre 24% y 38%, contracciones lineales en algunos puntos entre 8% y 16% y valores relativos de soporte en estado natural variables entre 4% y 10%, predominando valores del orden del 5% en los primeros metros son los que afectan principalmente el comportamiento de los pavimentos y pisos. Aun cuando no hay suficientes datos de pruebas de expansión por efecto de saturación, es frecuente observar fallas de pisos y de estructuras ligeras probablemente ocasionadas por el aumento del volumen de la capa superficial al incrementar su contenido natural de agua. Tradicionalmente se han empleado pavimentos rígidos de concreto hidráulico, los cuales pueden observarse fallados en un gran porcentaje. Los construidos en las partes altas de la Ciudad es posible que hayan fallado por aumento de las cargas y de volumen de tránsito en los últimos años, aunado a esto el efecto de arcillas expansivas. Los realizados en las zonas bajas de la ciudad probablemente fallen por el efecto de bombeo, consistente en la expulsión de agua y partículas finas del subsuelo a través de las juntas y grietas de las losas de concreto al pasar los vehículos (Mier, J. Nuñez, & Paniagua, 1982).

2.1.5 Módulo Resiliente para diseño empírico-mecanicista en pavimento flexible

La nueva Guía de Diseño Empírico Mecanicista para pavimentos (M-EPDG) de The National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) solicita valores de Módulo Resiliente para su diseño constructivo o rehabilitación de pavimentos, recomendado usar métodos no destructivos como el Deflectómetro de Impacto, pero ya que el programa está calibrado bajo datos de MR obtenidos de laboratorio proponen un modelo de correlación que facilite la obtención de datos por retrocálculo basado en el deflectómetro de impacto y curvas de corrección obtenidas de análisis de sensibilidad a valores obtenidos de laboratorio que puedan usarse en el programa base de diseño (Jeong Ho et al, 2012).

Por otro lado, se reafirma la posibilidad de estimar el Módulo Resiliente de un material, tomando en cuenta el modelo establecido en la Guía de Diseño Empírico Mecanicista para pavimentos (M-EPDG) mencionada en el apartado 2.1.5 a manera de

modificación en sus parámetros de regresión como parámetros no lineales y correlacionando con datos de laboratorio llegando a una conclusión muy rasanoble en sus resultados finales de obtención de módulo (Mehran Mazari1 et al, 2016).

Se demuestra la implicación de una variedad de métodos y modelos para la obtención de MR, así como encontrar una relación entre ambas partes. Se realizan pruebas bajo el procedimientos AASHTO-307 a diferentes contenidos de humedad cercanos al óptimo de compactación y se comparan con modelos de M-EPDG LWD encontrando resultados favorables entre los métodos (Mehran Mazari et al, 2014).

Se realiza una comparación entre modelos de análisis para la obtención de MR como se ha visto en las publicaciones anteriores con el fin de ver la tendencia de comportamiento de modo que puedan relacionarse para estimar resultados prometedores con sus respectivas restricciones (Xue Luo et al, 2017).

En nuestro país, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) muestra la importancia del MR actualmente en el diseño de pavimentos, realizan pruebas de MR y obtención de curva característica a 3 diferentes suelos (finos y arenas), donde obtiene MR a diferentes humedades, mediante procesos de humedecimientos y secado para acrecentar las características reales del sitio. Los datos obtenidos se comparan con el modelo AASHTO y se muestra se hay un ajuste bueno sobre todo a MR menores a 50 MPa (Garnica et Al, 2012).

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Rugosidad superficial

Para establecer criterios de calidad y comportamiento de los pavimentos que indicarán las condiciones actuales y futuras del estado superficial de un camino, surgió la necesidad de establecer un índice que permitiera evaluar las deformaciones verticales de un camino, que afectan la dinámica de los vehículos que transitan sobre él (Arriaga et al, 1998).

El Índice Internacional de Rugosidad, mejor conocido como IRI (International Roughness Index), fue propuesto por el Banco Mundial en 1986 como un estándar estadístico de la rugosidad. Sirve como parámetro de referencia en la medición de la calidad de rodadura de un camino, tiene sus orígenes en un programa Norteamericano llamado Nacional Cooperative Highway Reseach Program (NCHRP). Está basado en un modelo llamado "Golden Car" descrito en el reporte 228 del NCHRP (Arriaga et al, 1998).

El cálculo matemático del Índice Internacional de Rugosidad está basado en la acumulación de desplazamientos en valor absoluto, de la masa superior con respecto a la masa inferior (en milímetros, metros o pulgadas) de un modelo de vehículo de la Figura 2.4 se dividido entre la distancia recorrida sobre un camino (en m, km o millas) que se produce por los movimientos al vehículo, cuando éste viaja a una velocidad de 80 km/hr. El IRI se expresa en unidades de mm/m, m/km, in/mi, etc.

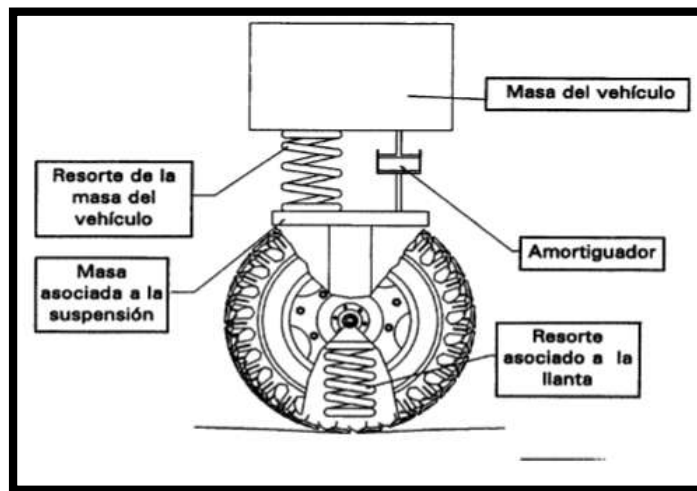


Figura 2.4. Representación gráfica del modelo "Cuarto de Carro" (Arriaga et al, 1998).

2.2.2 Escala y características del IRI

La escala y características involucradas en el IRI son las siguientes:

- Las unidades están en mm/m, m/km o in/mi
- El rango de la escala del IRI para un camino pavimentado es de 0 a 12 m/km. (0 a 760 in/mi), donde 0 es una superficie perfectamente uniforme y 12 un camino intransitable.
- Para una superficie con pendiente constante sin deformaciones (plano inclinado perfecto), el IRI es igual a cero. Por lo que la pendiente, como tal, no influye en el valor del IRI, no así los cambios de pendiente

Tabla 2.1. Parámetros IRI (Arriaga et al, 1998)

Condiciones del Camino	Pavimento Asfáltico IRI (m/km)	Pavimento Rígido IRI (m/km)
Muy Bueno	<3.2	<2.8
Bueno	3.2-3.9	2.8-3.5
Regular	4.0-4.6	3.6-4.3
Malo	>4.6	>4.3

2.2.3 PROPIEDADES DE SUELOS NO SATURADOS

2.2.3.1 Introducción

2.2.3.2 Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

En un suelo se distinguen 3 fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase líquida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida absorbida), la líquida por el agua (libre, específicamente) y la parte gaseosa el aire. Las fases líquidas y gaseosas del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos. Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua (Juárez et al, 1974).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (V_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (V_s). La relación entre las diferentes fases constitutivas del suelo, permiten avanzar sobre el análisis de la distribución granulométrica y plasticidad de donde se derivan las fórmulas que nos ayudan a saber acerca del comportamiento simple del material estudiado (Juárez et al, 1974).

2.2.4 Succión

El concepto de succión en un suelo fue desarrollada a principios de 1900's por diferentes autores, cada uno con una aportación importante. Esta teoría fue principalmente desarrollada en relación al sistema existente entre el suelo, el agua y plantas. No fue hasta los años 40's y en adelante que se dio la importancia de explicar el comportamiento mecánico en la succión en un suelo no saturado relativo a problemas de ingeniería (Fredlund et al, 2012).

El término succión es comúnmente referido como un estado libre de la energía del agua de un suelo. La succión puede ser medida en términos de la presión de vapor parcial del agua en un suelo y expresada como sigue:

$$\Psi = \frac{-T}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{U_v}{U_{v0}}\right) \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

$\Psi = \text{Succión Total}$

$R = \text{constante universal para gas [i.e., } 8.31432 \frac{J}{\text{mol K}}]$

$T = \text{Temperatura absoluta [i.e., } T = (273.16 + t^\circ) \text{ (K)}]$

$t^\circ = \text{temperatura } (^\circ\text{C})$

$v_{w0} = \text{inverso de la densidad del agua [i.e., } \left(\frac{1}{\rho_w}\right) \left(\frac{\text{m}^3}{\text{kg}}\right)]$

$\rho_w = \text{densidad del agua (i.e., } 998 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ a una } t = 20^\circ\text{C)}$

$\omega_v = \text{peso molecular del vapor de agua (i.e., } 18.016 \frac{\text{kg}}{\text{kmol}})$

$U_v = \text{presión parcial de poro de vapor de agua (kPa)}$

$U_{v0} = \text{presión saturada de agua sobre una superficie plana de agua pura a la misma temperatura (kPa)}$

A una temperatura de 20° las constantes de la fórmula dan un valor de 135 022 kPa y donde $\frac{U_v}{U_{v0}}$ (%) es llamada humedad relativa simplificándose la ecuación de la siguiente manera:

$$\Psi = -135\,022 \ln\left(\frac{U_v}{U_{v0}}\right) \quad \text{Ec. 2.2}$$

Cuando la humedad relativa es menor al 100%, esto quiere decir que hay presencia de succión en el suelo.

2.2.4.1 Componentes de la succión

La succión de un suelo está cuantificada en términos de la humedad relativa y a su vez según Fredlund (1995), está compuesta de dos elementos básicos: la succión matricial y la succión osmótica. La suma de los dos componentes se llama succión total. La succión matricial se define como la diferencia entre la presión del aire y la presión de poro, y la succión osmótica depende de las características químicas del fluido en los poros. (Fredlund et al, 2012).

2.2.4.2 Influencia de la Succión sobre la deformación de un suelo

El efecto de la succión matricial sobre la respuesta esfuerzo y deformación de un suelo es reconocido por numerosos autores. Según Jiménez Salas (1958), los suelos arcillosos compresibles experimentan cambios en su relación de vacíos como consecuencia de los cambios en la succión.

Analizando el comportamiento en deformación del suelo no saturado con relación a cambio de succión. Según los autores, un aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y del grado de sobreconsolidación del suelo ya que actúa en las uniones entre partículas incrementando las fuerzas que las mantienen unidas. Estos aspectos han sido observados en caso de suelos colapsables y en caso de arcillas expansivas. Por otro lado, un aumento de la succión puede producir deformaciones permanentes (irrecuperables) en suelos arcillosos (Fredlund et al, 2012).

2.2.5 Curva Característica

La naturaleza de la curva característica está directamente asociada a la composición granulométrica y estructura del suelo; por tanto, la relación puede variar para diferentes tipos de suelos. Para el caso de suelos finos (arcillas), estos se desaturan en forma gradual; mientras que para suelos granulares, la pérdida de agua ocurre en forma muy rápida. La curva característica no es más que una representación de la capacidad de un suelo para retener agua, bajo cierto valor de succión aplicada. A medida que el suelo cambia de un suelo con textura

fin a uno con textura gruesa, la capacidad de retención del agua es mucho menor como se puede observar en la Figura 2.5.

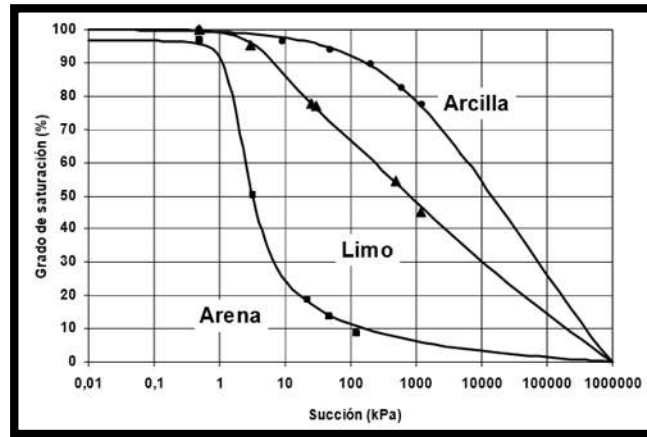


Figura 2.5. Curva Característica de tres materiales distintos. (L Ning et al, 2004)

La curva característica se compone de tres zonas: la capilar, la de desaturación, y la residual. La zona capilar es aquella en la cual el suelo se mantiene en un estado de saturación, y termina en el valor de entrada de aire (Fredlund, 1999), el cual está definido como el valor que debe de exceder la succión matricial, antes de que el aire empiece a entrar en los macroporos del suelo. En la zona de desaturación, el agua es desplazada por aire; por tanto, la fuerza con la que el agua se encuentra adherida a las partículas del suelo se incrementa a medida que el suelo pierde más agua. Al finalizar esta zona, el agua se encuentra en un estado discontinuo y el coeficiente de permeabilidad se reduce en forma importante.

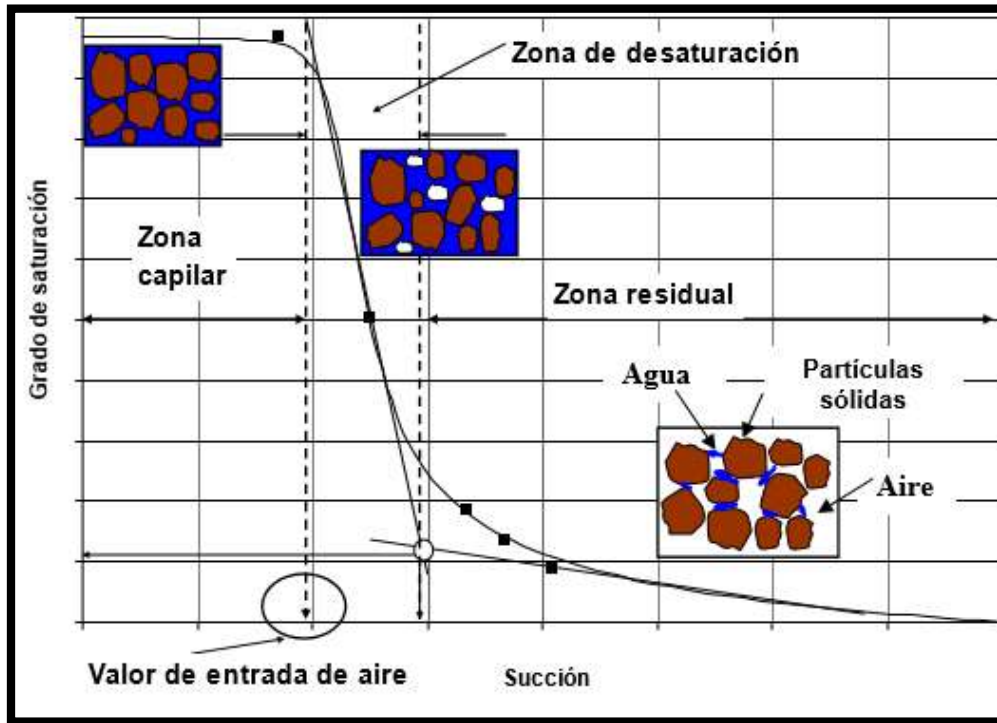


Figura 2.6. Zonas que componen la Curva Característica. (L Ning et al, 2004)

Una de las aplicaciones más importantes de esta curva es la determinación de funciones de propiedades de suelos no saturados, que además de ser difíciles de determinar en laboratorio, tienen la característica de ser no lineales (por ejemplo, la función de resistencia al esfuerzo cortante).

2.2.5.1 Método Zapata 1990

Zapata 1990, propuso un método empírico para la determinación de las curvas características en base a parámetros índice. En el caso de los suelos granulares depende de su granulometría, en especial del D60 y en el caso de los suelos finos depende de los límites de consistencia. A continuación, se describen los métodos.

2.2.5.1.1 Ecuación de Fredlund y Xing

El método toma la ecuación propuesta por Fredlund y Xing para la curva característica para cada material. Los parámetros se determinan empíricamente en los dos apartados siguientes (AASHTO, 2004).

$$\theta_w = Ch \left[\frac{1}{\left[\text{Ln} \left[e + \left(\frac{h}{af} \right)^{bf} \right] \right]^{cf}} \right] \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$Ch = \left[1 - \frac{\text{Ln} \left(1 + \frac{h}{hr} \right)}{\text{Ln} \left(1 + \frac{1.45 \times 10^5}{hr} \right)} \right] \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

Ln= Logaritmo Natural.

h= Succión Matricial en KPa.

Ch= Factor de Corrección de la SWCC.

2.2.5.1.2 Materiales Granulares no Plásticos

Para este tipo de materiales que presentan un límite plástico y un límite líquido inapreciable en laboratorio se opta por obtener su curva característica mediante la relación que genera su granulometría con el tamaño de la partícula.

Mediante la Ec. 2,3, 4 y 5 (Fredlund y Xing, 1994), los cuatro parámetros de ajuste fueron generados para cada tipo de suelo y están correlacionados con el diámetro de la partícula del pasa 60% (D60). Las correlaciones son presentadas mediante las siguientes ecuaciones:

$$af = 0.8627(D60)^{-0.751} \quad \text{Ec. 2.5}$$

$$mf = 0.1772[\text{Ln}(D60)] + 0.7734 \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$nf = 7.5$$

$$hr = af \left(\frac{1}{D60 + 9.7e^{-4}} \right) \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde:

af= parámetro adecuado al punto de inflexión de la SWCC y correlacionado con los parámetros de las propiedades del suelo.

mf= Parámetro que influencia la curvatura de la SWCC en succiones bajas y altas.

nf= parámetro de ajuste igual a la pendiente en el punto de inflexión de SWCC.

hr= ajuste de la curva correlacionado con el af.

2.2.5.1.3 Materiales Plásticos

Cuando tenemos un material que es plástico ya sea para el caso de esta investigación una arcilla o un limo se opta por hacer un ajuste en las ecuaciones que involucran los siguientes parámetros (Fredlund y Xing, 1994):

$$af = 0.00364(wPI) + 4(wPI) + 11 \quad \text{Ec. 2.8}$$

$$mf = 0.0514(wPI)^{0.465} + 0.5 \quad \text{Ec. 2.9}$$

$$nf = mf(-2.313(wPI)^{0.14} + 5) \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$hr = af(32.44e^{0.0186(wPI)}) \quad \text{Ec. 2.11}$$

Donde:

af= parámetro adecuado al punto de inflexión de la SWCC y correlacionado con los parámetros de las propiedades del suelo.

mf= Parámetro que influencia la curvatura de la SWCC en succiones bajas y altas.

nf= parámetro de ajuste igual a la pendiente en el punto de inflexión de SWCC.

hr= ajuste de la curva correlacionado con el af.

2.2.6 Ley de Darcy

El agua fluye a través de un medio poroso en un punto en el cual una cantidad dada de energía puede ser asociada con otro punto al cual la energía será más baja (Dawson, 2008). La energía involucrada es la energía cinética más la energía potencial. La energía cinética depende de la velocidad del fluido, pero la energía potencial está relacionada con el punto de referencia, así como la presión del fluido. A medida que el agua fluye entre dos puntos cierta pérdida de carga se lleva a cabo (Dawson, 2008).

Desde una estación experimental como se muestra en la Figura 2.7, el total de la energía del sistema entre los puntos A y B está dada por la ecuación de Bernoulli como:

$$\frac{UA}{\rho wg} + \frac{v^2A}{2g} + ZA = \frac{UB}{\rho wg} + \frac{v^2B}{2g} + ZB + \Delta h \quad \text{Ec. 2.12}$$

Donde u y v son la presión del fluido y la velocidad respectivamente, z , es la elevación sobre la línea de energía y h es la carga perdida entre los puntos A y B que es generada por el flujo. Como las velocidades son muy pequeñas en el medio poroso, la velocidad de la carga es despreciada, permitiendo expresar la pérdida de carga como (Dawson, 2008):

$$h = \left(\frac{u_A}{\rho_w g} + Z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\rho_w g} + Z_B \right) \quad \text{Ec. 2.13}$$

Darcy relacionó una tasa de flujo respecto a la pérdida de carga por unidad de longitud a través de una constante de proporción conocida como K , el coeficiente de permeabilidad (también conocido como el coeficiente de Conductividad Hidráulica) como:

$$v = -K \frac{h}{L} \quad \text{Ec. 2.14}$$

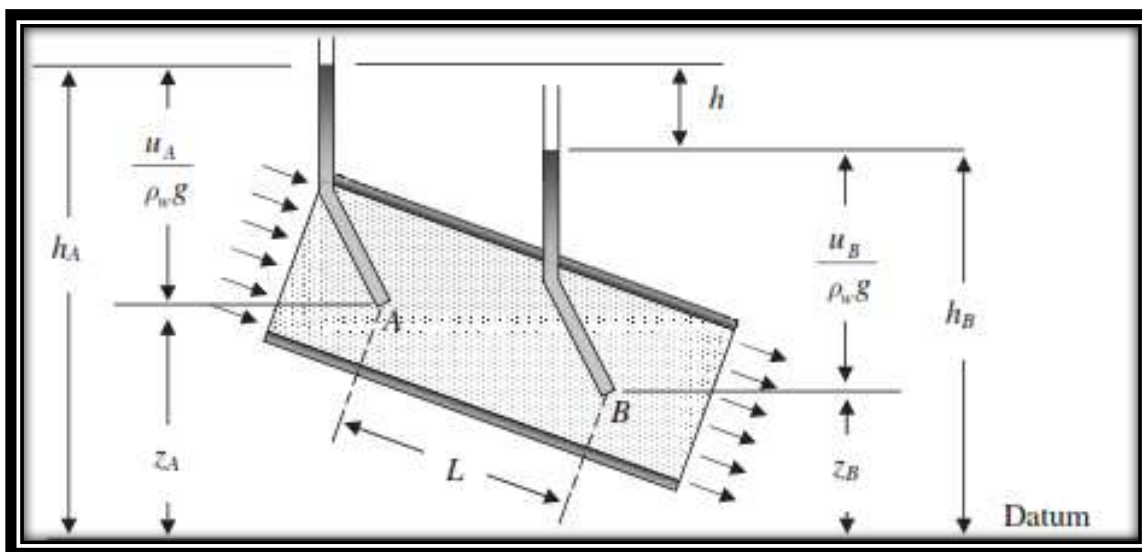


Figura 2.7. Pérdida de carga como flujo de agua a través de un medio poroso. Donde u =presión de poro, h = carga, Z y L = distancias (Dawson, 2008).

O en términos más generales, en una escala infinitesimal:

$$v = -K \frac{h}{L} = -Ki \quad \text{Ec. 2.15}$$

Donde dh es el cambio infinitesimal en la carga sobre una distancia infinitesimal, dl , e i es el gradiente hidráulico del flujo en la dirección del flujo. La Ec. 15 es conocida como **Ley de Darcy** y gobierna el flujo de agua a través del suelo saturados y no saturados. (Dawson, 2008, Fredlund et al, 2012).

2.2.7 Permeabilidad

Dentro de dichas propiedades se ha trabajado con la permeabilidad de la diferentes capas de material; propiedad que es de importancia para esta investigación ya que nos brinda

una idea muy aproximada en la realidad de cuanto se desplaza el agua a través de la capa en un determinado tiempo.

Para ello se ha implementado el método de obtención de permeabilidad mediante un equipo ubicado en el Laboratorio de materiales de la UMSNH el cual trabaja con una carga hidráulica constante como se muestra en la Figura 2.8.



Figura 2.8. Prueba de Permeabilidad

$$K = \frac{VL}{thA}$$

Ec. 2.16

Donde:

K= Permeabilidad (m/s).

V= Volumen en m³.

t= Tiempo en segundos (s).

A= Área del molde en m²

L= Altura de Presión del tanque en m.

H= Altura de Presión del molde en m.

2.2.8 Módulo de Resiliencia

Hveem y Carmany (1948) reconocieron que el módulo dinámico de elasticidad para subrasantes es un parámetro de gran importancia para entender el agrietamiento (por fatiga)

de las superficies de asfalto y que la carga monotónica podría no ser la adecuada para su determinación (Garnica et al, 2000).

En 1955, Hveem desarrolló el tema “comportamiento resiliente de los pavimentos”. El propuso la prueba del estabilómetro para caracterizar a las subrasantes. Seed y sus colegas de la Universidad de California siguieron lo establecido por Hveem. Desarrollaron pruebas de carga repetida e introdujeron el término de módulo de resiliencia (Garnica, et al, 2000).

Este término fue cambiado más tarde por el de módulo resiliente, el cual fue definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable y se representa como sigue (Garnica et al, 2000):

$$MR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{axial}} \quad \text{Ec. 2.17}$$

Donde:

σ_1 = Esfuerzo principal mayor (kPa)

σ_3 = Esfuerzo principal menor (kPa)

σ_d = Esfuerzo desviador (kPa)

ε axial = Deformación recuperable

Durante pruebas de carga repetida se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega a ser aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede asumirse como elástica. Al módulo que permanece constante se le llama módulo de resiliencia (ver Figura 2.9). Este concepto aplica tanto para suelos finos como para materiales granulares.

Las metodologías actuales para diseño de pavimentos consideran que la propiedad fundamental para caracterizar los materiales constitutivos de la sección de una carretera o aeropista, es el parámetro denominado Módulo de Resiliencia (Garnica et al, 2000).

Se entiende como tal que el módulo resiliente es un proceso que está ligado invariablemente a procesos de cargas repetidas que van disminuyendo en cuanto aumenta el esfuerzo desviador dependiendo del tipo de material y de las condiciones a las que es sometido. Este parámetro no es una propiedad constante del suelo, sino que depende de muchos factores. Los principales son: número de aplicaciones del esfuerzo, tixotropía, magnitud del esfuerzo desviador, método de compactación y condiciones de compactación.

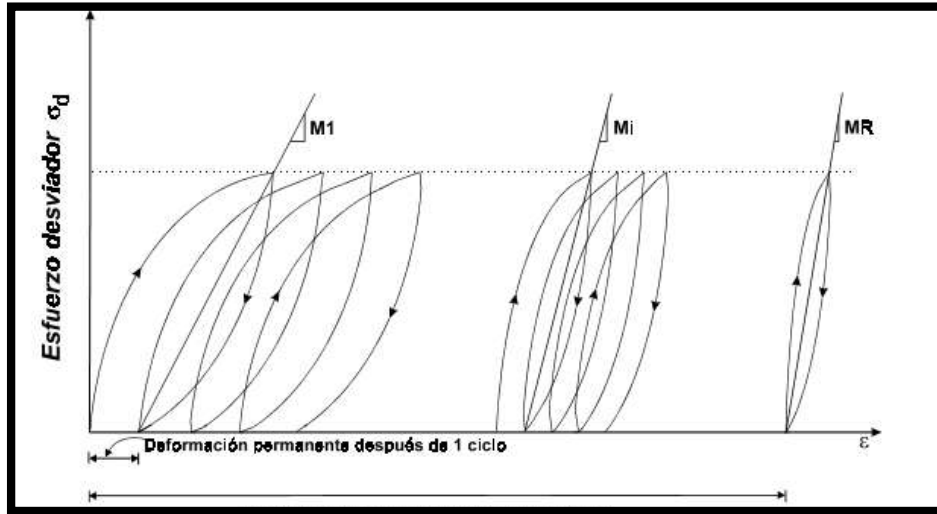


Figura 2.9. Gráfica Modulo Resiliente (Garnica et al, 2000).

En la Figura 2.10 se muestra las tres diferentes cargas constantes pero en diferentes posiciones para un estado de esfuerzos en un punto P. En la carga A y C presentan esfuerzos cortantes y normales al estar en los extremos mientras que en la carga B solo se presentan esfuerzos normales. En laboratorio esto es difícil de reproducir, lo ideal sería que los esfuerzos de confinamiento variaran junto con el esfuerzo desviador lo cual es complicado, por lo que este último es el que se aplica de forma repetida (Garnica, et al, 2000).

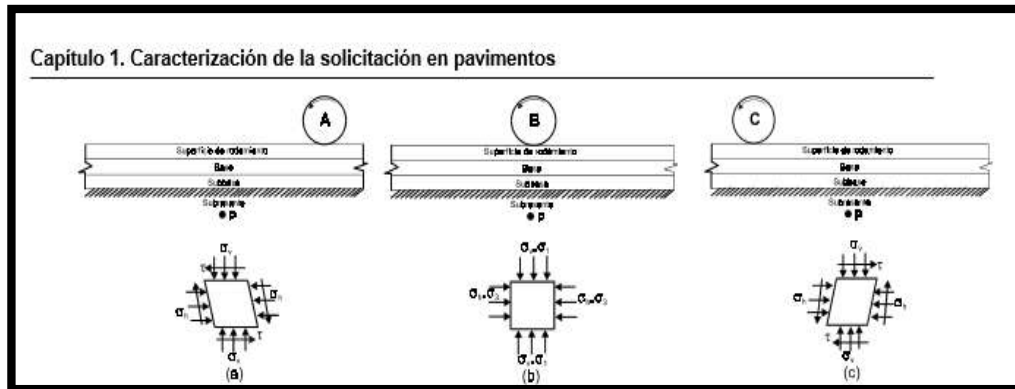


Figura 2.10. Estados de Esfuerzos en la Subrasante (Garnica et al, 2000)

Las deformaciones son presentadas mediante la transmisión cargas que genera el tráfico de vehículos, el peso por cada uno de los ejes que los componen, así como la velocidad y la presión de inflado de los neumáticos que generan una pulsación directa sobre cada capa consecutivamente.

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea y suelen denominarse plásticas a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora (Garnica et al, 2000).

2.2.8.1 Norma AASHTO_T_307

La normativa AASHTO describe paso a paso el procedimiento a seguir para conformar la prueba de Módulo de Resiliencia en sus dos fases como se menciona a continuación:

2.2.8.1.1 Suelos Finos

En primera instancia es necesario conocer el peso volumétrico seco (γ_d) de la muestra de suelo así como el contenido de agua (w) en porcentaje respecto de la masa de suelo con la que se realizará la prueba, ya sea obtenidas mediante la prueba AASHTO Estándar o mediante la obtención de dichos parámetros obtenidos en campo, con el fin de reproducir las condiciones a las que está sometida la masa de suelo en la realidad.

Se especifica el requerimiento de una cámara triaxial especial con dimensiones específicas para obtener muestras de hasta 70 mm de diámetros y alturas de 140 mm con material con tamaño máximo de partícula menor a 4.75 mm, a lo que mejor se entiendo haberse cribado por la malla No. 4.

Durante el proceso de reconstitución de la muestra y durante su prueba, esta es protegida por membranas especiales las cuales ayudan a mantener el espécimen bajo las condiciones de humedad requeridas, y papel filtro cortado a medida, tanto en la parte inferior como superior de la muestra de suelo. Una vez homogenizada la muestra de suelo a sus condiciones de humedad y peso volumétrico seco requerido, se compacta en un total de seis capas de forma dinámica mediante un martillo vibrador calibrado bajo las especificaciones de la norma para dicha acción, con el fin de obtener en lo posible las condiciones antes descritas. Al haber reconstituido la muestra se continúa con el montaje de la cámara triaxial para posteriormente ser llevada a la prensa y ser probada bajo condiciones de confinamiento, carga axial y ciclos de carga. En la Tabla 2.2 se muestran la secuencia de aplicaciones de carga.

Tabla 2.2. Secuencia de Prueba de Módulo Resiliente Suelos Finos (AASHTO, 2004)

Secuencia No.	Presión de Confinamiento		Esfuerzo Axial Máximo		Ciclos de Esfuerzo		Constante de Esfuerzo		No. De aplicaciones de carga
	kPa	PSI	kPa	PSI	kPa	PS I	kPa	PSI	
0	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	500-1000
1	41.4	6	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
2	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
3	41.4	6	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
4	41.4	6	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
5	41.4	6	68.9	10	62	9	6.9	1	100
6	27.6	4	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
7	27.6	4	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
8	27.6	4	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
9	27.6	4	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
10	27.6	4	68.9	10	62	9	6.9	1	100
11	13.8	2	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
12	13.8	2	24.8	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
13	13.8	2	37.3	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
14	13.8	2	49.7	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
15	13.8	2	62	10	62	9	6.9	1	100

El ciclo 0 se considera como de acondicionamiento para ajustar y uniformizar la zona superior de la muestra con el pistón de carga y así garantizar una buena relación entre la prensa y el espécimen.

La prueba de inicio a término de la misma tiene un total de duración de entre 4 y 5 horas.

Finalmente se presentan los datos como en la

Tabla 2.3:

Tabla 2.3. Resultados de Prueba de Módulo Resiliente Suelo Fino

Secuencia	Módulos	Esfuerzo	
		Presión de Confinamiento	Desviador
	k_0	kPa	kPa
1	58841.54	41.40	13.80
2	18149.82	41.40	27.60
3	52393.86	41.40	41.40
4	43127.60	41.40	55.20
5	36897.96	41.40	68.90
6	18750.00	27.60	13.80
7	39259.28	27.60	27.60
8	36490.92	27.60	41.40
9	36478.70	27.60	55.20
10	36480.42	27.60	68.90
11	47903.78	13.80	13.80
12	41845.76	13.80	27.60
13	40492.06	13.80	41.40
14	39297.17	13.80	55.20
15	39687.50	13.80	68.90

Se obtiene espacio de dispersión de puntos que representan los módulos obtenidos sometidos a las presiones axiales especificadas en la

Tabla 2.3, las pendientes representan estadísticamente las tendencias de los puntos a un valor de módulo en promedio, ya que dentro de esta prueba existe una gran variación por lo que para un solo material existe una infinidad de módulos dependiendo de las condiciones bajo las que se prueba (Ver Figura 2.11).

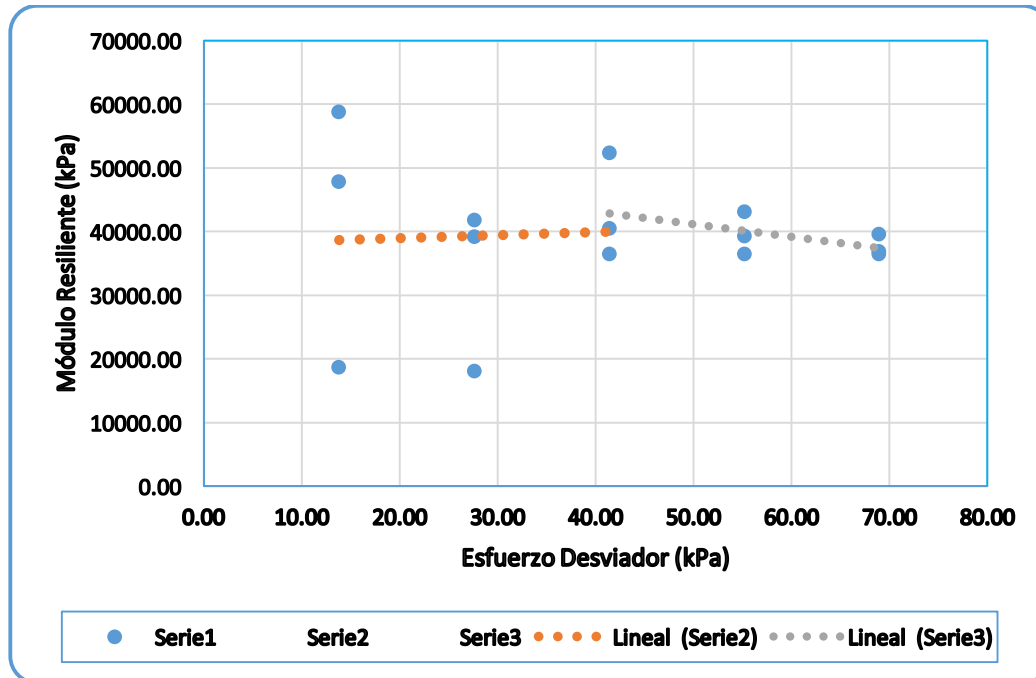


Figura 2.11. Gráfica de Ensayo de Módulo Resiliente Suelo Fino

2.2.8.1.2 Suelos Granulares

Para realizar la prueba de Módulo Resiliente en el caso de suelos granulares, la metodología de prueba es muy parecida a la de suelos finos con diferencia en el diámetro de la partículas que se tamiza a partir de la malla de 0.5 in para realizar una muestra representativa que puede introducirse en el volumen ya establecido por el molde. Otra diferencia es el número de capas del espécimen de 5 con diferencia a los suelos finos que se hace en 6 capas y por último las secuencias de carga que aumentan considerablemente tanto en confinamiento como en carga axial dada las condiciones del material (Ver Tabla 2.4).

Tabla 2.4. Secuencias de carga para prueba Módulo Resiliente en Materiales Gruesos
(AASTO, 2004)

Secuencia No.	Presión de Confinamiento		Esfuerzo Axial Máximo		Ciclos de Esfuerzo		Constante de Esfuerzo		No. De aplicaciones de carga
	kPa	PSI	kPa	PSI	kPa	PSI	kPa	PSI	
0	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	500- 1000
1	20.7	3	20.7	3	18.6	2.7	2.1	0.3	100
2	20.7	3	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
3	20.7	3	62.1	9	55.9	8.1	6.2	0.9	100
4	34.5	5	34.5	5	31.0	4.5	3.5	0.5	100
5	34.5	5	68.9	10	62	9.0	6.9	1	100
6	34.5	5	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
7	68.9	10	68.9	10	62	9.0	6.9	1.0	100
8	68.9	10	137.9	20	124.1	18	13.8	2.0	100
9	68.9	10	206.8	30	186.1	27.0	20.7	3.0	100
10	103.4	15	68.9	10	62	9.0	6.9	1.0	100
11	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
12	103.4	15	206.8	30	186.1	27	20.7	3.0	100
13	137.9	20	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
14	137.9	20	137.9	20	124.1	18	13.8	2.0	100
15	137.9	20	275.8	40	248.2	36	27.6	4.0	100

En la Tabla 2.5 se muestra los resultados de una secuencia de carga para un suelo granular del cual se puede observar módulos mayores en comparación con la secuencia de suelos finos.

Tabla 2.5. Resultados de Prueba de Módulo Resiliente Suelo Grueso

Secuencia	Módulos	Esfuerzo		
		confinamiento	desviador	invariante
	k_0	kPa	kPa	Θ
m37-1	143097.18	20.70	20.70	82.8
m37-2	126868.63	20.70	41.40	103.5
m37-3	126273.02	20.70	62.10	124.2
m37-4	126540.47	34.50	34.50	138
m37-5	129083.39	34.50	68.90	172.4
m37-6	130119.28	34.50	103.40	206.9
m37-7	125212.37	68.90	68.90	275.6
m37-8	119365.61	68.90	137.90	344.6
m37-9	100472.21	68.90	206.80	413.5
m37-10	137062.13	103.40	68.90	379.1
m37-11	144452.17	103.40	103.40	413.6
m37-12	145453.32	103.40	206.80	517
m37-13	146575.34	137.90	103.40	517.1
m37-14	153159.57	137.90	137.90	551.6
m37-15	120762.71	137.90	275.80	689.5

En la Figura 2.12 Se muestra una familia de puntos que representan la información obtenida por la secuencia de carga descrita en la Tabla 2.5 y a su vez se muestra el ajuste dado para los puntos, cuestión diferente respecto a las pendientes que se manejan para suelos finos.

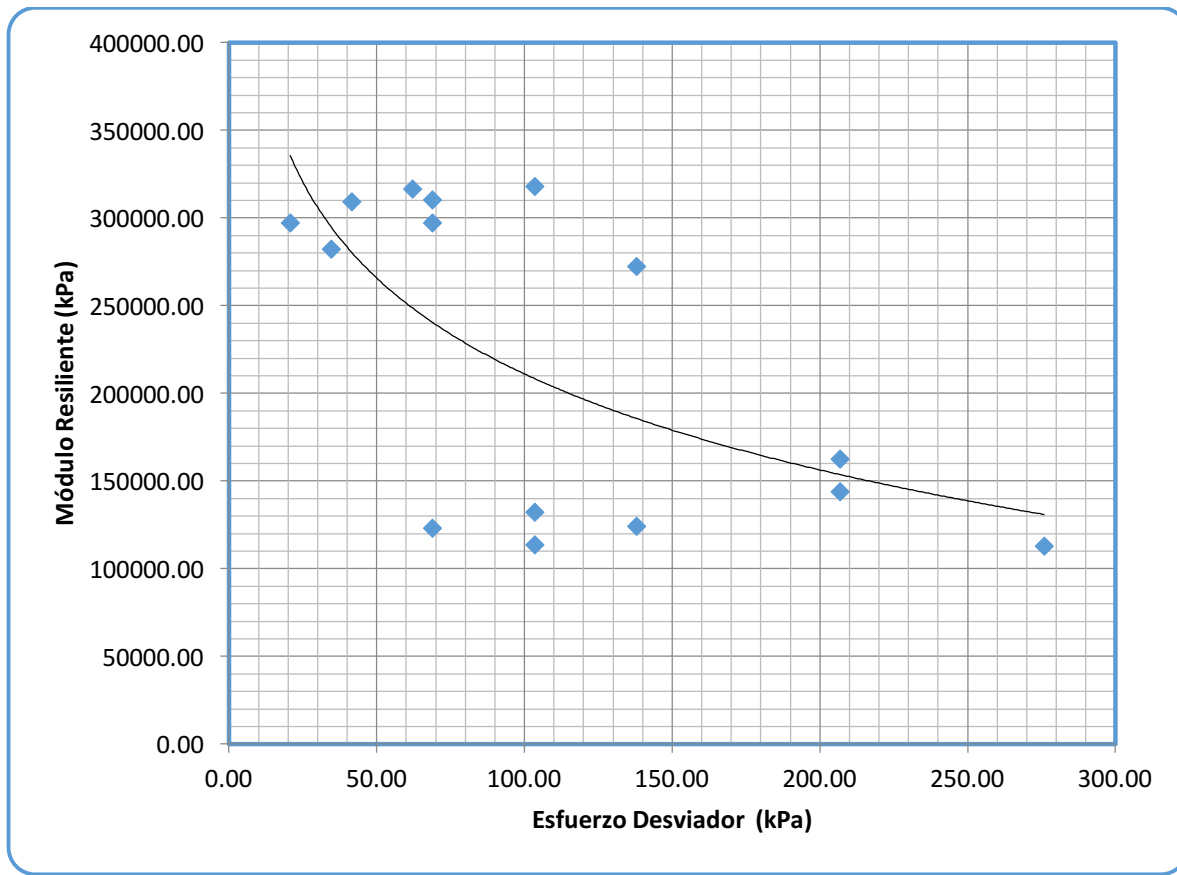


Figura 2.12 Gráfica de Ensayo de Módulo Resiliente

2.2.9 Variación del Módulo con la succión

2.2.9.1 Propuesta de la Guía de Diseño AASHTO

El método AASHTO tiene como objetivo proveer herramientas en el ámbito de diseño o rehabilitación de estructura de pavimentos basados en principios empírico- mecánicos. Con el paso del tiempo se han ido implementando nuevos parámetros como son las condiciones vehiculares actuales (peso de los vehículos así como el desaforado incremento de los mismos), parámetros en lo referente a la rehabilitación de pavimentos, factores climáticos, caracterización y consideraciones más adecuadas en las capas estructurales, diferentes capas superficiales tanto flexibles como rígidas, mayor calidad y variabilidad en las capas de base y subbase (materiales estabilizados), consideraciones de suspensión e inflado de neumáticos de los vehículos, implemento de conceptos de obras de drenaje (suma importancia para la vida útil de pavimentos), mejora en los parámetros de durabilidad y serviciabilidad de las capas superficiales, y posteriormente está en continuo mejoramiento.

Dentro de los intereses para esta investigación está retribuido al enfoque en cuanto a las condiciones de humedad que presentan en los materiales debido a diversos factores; en este apartado del método AASHTO considera un modelo climático (Enhanced Integrated Climatic Model, EICM). Éste es dependiente de las estaciones del año a lo largo del país (temperatura, precipitación, radiación solar, cobertura de nubes, y velocidad del viento). (Guía AASHTO, 2004).

La Guía AASHTO maneja ajustes de Módulo Resiliente bajo su modelo en el cual toma en cuenta la obtención de MR de laboratorio, así como curva característica en base a su caracterización mecánica (granulometría, límites de consistencia, ensayos de compactación, consolidación unidimensional, densidad de sólidos, etc).

$$\log \frac{Mr}{Mr_{opt}} = a + \frac{b-a}{1+EXP(\ln \frac{-b}{a} + Km(S-S_{opt}))} \quad Ec. 2.18$$

Donde:

Mr/Mr_{opt} = Relación Módulo Resiliente, Mr es el Módulo Resiliente a un tiempo dado y Mr_{opt} es el Módulo Resiliente en condiciones óptimas.

a= Mínimo de $\log (Mr/Mr_{opt})$

b= Mínimo de $\log (Mr/Mr_{opt})$

Km = Parámetro de regresión

$(S-S_{opt})$ = Variación del grado de saturación expresado en decimales.

En la Figura 2.13 y Figura 2.14 se muestra el ajuste que presenta la Guía AASHTO en base a su modelo para MR basado en la literatura existente. Supuestamente los MR de laboratorio han de ajustarse a dichos valores.

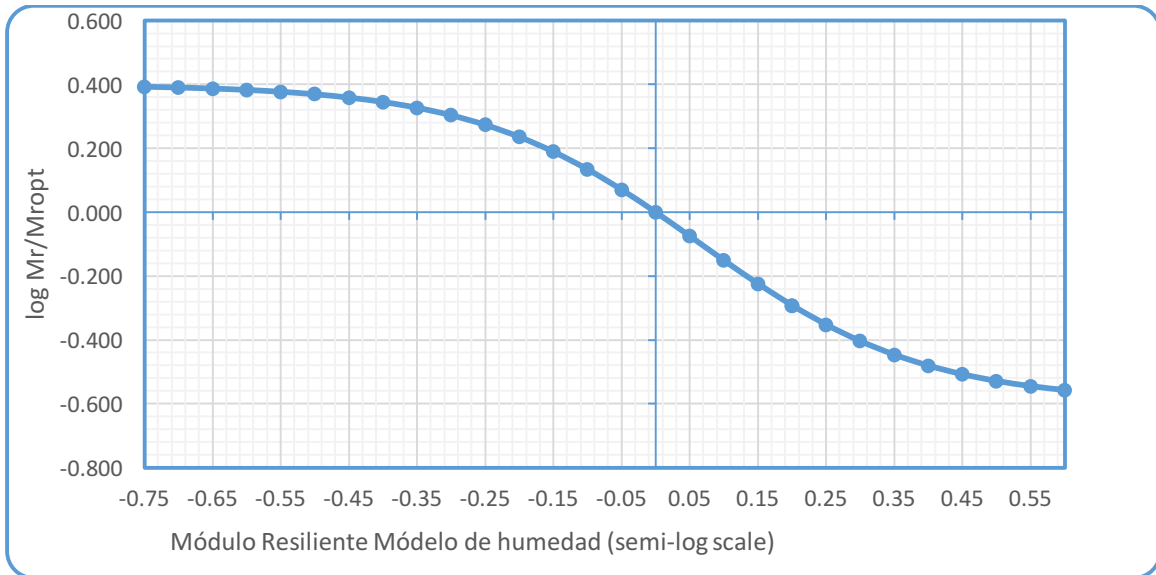


Figura 2.13. Gráfica de ajuste Módulo Resiliente para Suelos Finos. (Guia AASHTO, 2004)

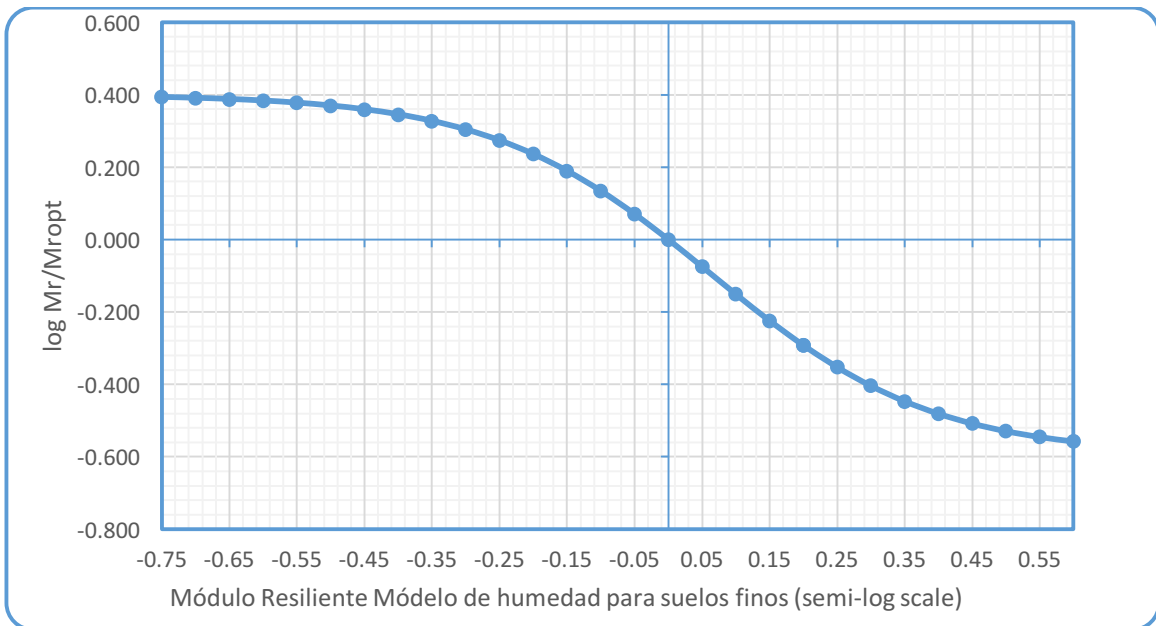


Figura 2.14. Gráfica de ajuste Módulo Resiliente para Suelos Grueso. (Guia AASHTO, 2004)

2.2.9.2 Ecuación de Ajuste de superficie

La guía de uso del programa code bright en su plataforma Gid maneja la Ec. 19 de la cual ajusta una superficie en base a valores de esfuerzos totales y succión de un suelo de la

cual puede hacer más confiable una familia de puntos obtenidos en experimentación en laboratorio (CD User's Guide, 2017).

$$Mr = a1 \ln(-p) + a2 \ln\left(\frac{s+0.1}{0.1}\right) + a3 \left[\ln(-p) \ln\left(\frac{s+0.1}{0.1}\right) \right] \quad \text{Ec. 2.19}$$

De lo anterior se puede manipular un ajuste como el que se muestra en la Figura 2.15.

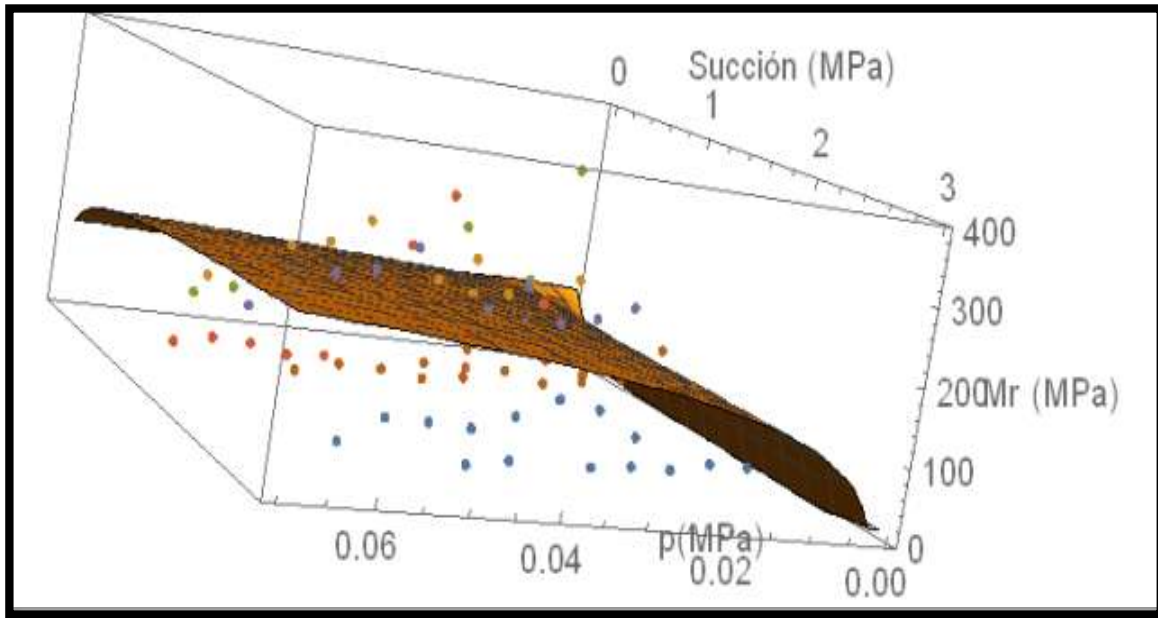


Figura 2.15 Ajuste de puntos con superficie de modelo

2.3 MARCO METODOLÓGICO

Se propuso la siguiente metodología de trabajo:

- Zonificar la zona del río chiquito de acuerdo al deterioro de pavimentos y tipo de suelo.
- Muestrear en medida que se pueda suelos de la zona para obtener sus propiedades.
- Pruebas de laboratorio Índice (límites de consistencia), Hidráulicas (Permeabilidad saturada, Curva de retención y función de conductividad Hidráulica)
- Valorar el contenido de humedad de los sitios de estudio con ayuda de simulación numérica, realizando un análisis de sensibilidad de variación del tirante de agua del río.
 - Considerando flujo transitorio
 - Pruebas de laboratorio Mecánicas con distintos contenidos de agua (AASHTO Estándar , Módulo de Resiliencia).
- Modelación de escenarios distintos de acuerdo a los cambios de estaciones variando el Módulo Resiliente.
 - Temporada de secas
 - Temporada de lluvias
 - Eventos extraordinarios
- Diagnóstico de los mecanismos de falla
- Propuesta de solución
- Conclusiones

3. CASO PRÁCTICO

3.1 Ubicación de zona de estudio

En la Figura 3.1 se muestra una división de tramos que en conjunto representan la avenida solidaridad en ambos sentidos. Se usó la app Roadbump para android, que utiliza el acelerómetro del teléfono celular para obtener los desniveles en la superficie desde un vehículo automotor a baja velocidad. En el sentido Monumento a Lázaro Cardenas hacia Avenida camelinas se aprecia la primer zona en color morado que abarca hasta la avenida Juárez con un IRI menor a 4 m/km que para pavimento rígidos se considera regular seguido de la zona roja que abarca de Calzada Juárez a Ventura Puente donde tenemos medición de IRI de hasta 5.68 m/km lo cual entra en la categoria malo para pavimento rígido con IRI mayor a 4.3 m/km, siendo la zona más afecta el tramo de Juárez a Vicente Santa María donde se hizo el análisis para ésta investigación. Seguida ésta zona se encuentra el tramo final de Ventura Puente a Av. Camelinas el cual tiene un IRI que entra como regular y se aprecia una zona poco dañada aunque agrietada en varios sectores. En el sentido contrario que es de Av. Camelinas hacia Monumento Lázaro Cardenas se mantiene la zona con un IRI Regular menor en su mayoría de 4 m/km, aumentado en el tramo para llegar a Av. Juárez que presenta deformación notable en el carril de alta velocidad (Ver Figura 3.1).

La parte naranja que es la calle Lago de Cuitzeo tiene un IRI de 10.6 m/km muy por encima del límite inferior que representa mala calidad.

En base a lo antes explicado se optó por elegir el tramo encerrado con un circulo color negro de la Figura 3.1 ya que tanto en IRI como visualmente manifiesta daños perjudiciales para el usuario.

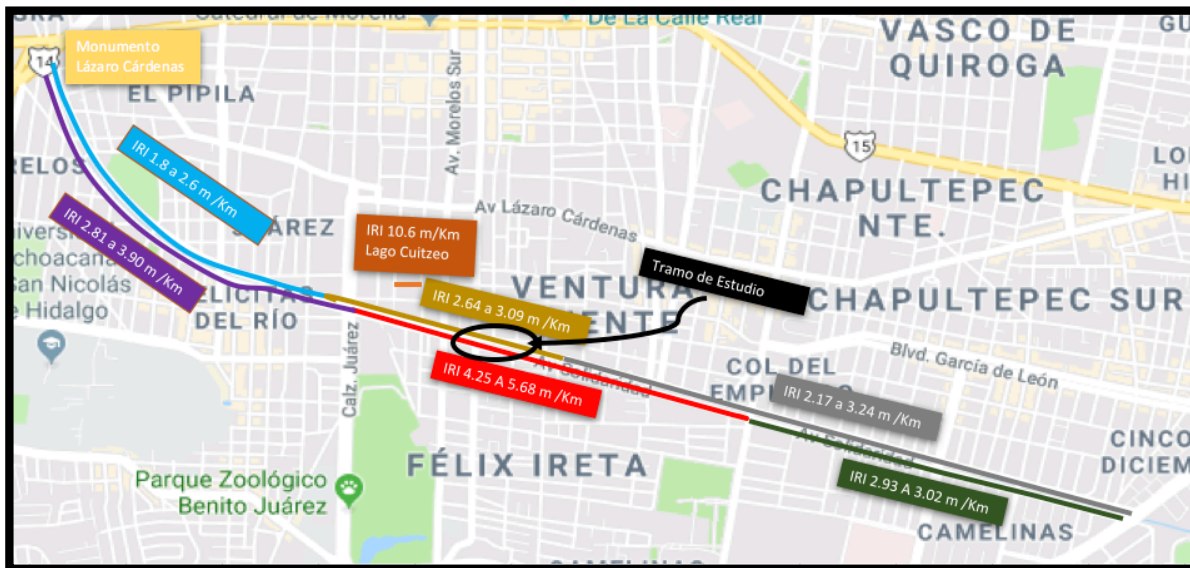


Figura 3.1 Mapa de medición de IRI en Avenida Solidaridad

La Tabla 3.1 representa la medición mediante el Programa Roadbump con el cual se obtiene una distancia, así como un IRI promedio en m/km.

Tabla 3.1. IRI por Tramos de Avenida Solidaridad

Monumento - Camelinas			Camelinas - Monumento		
De Km	A Km	IRI Promedio (m/km)	De Km	A Km	IRI Promedio (m/km)
0.00	0.10	4.17	0.00	0.10	3.24
0.10	0.20	3.90	0.10	0.20	2.87
0.20	0.30	3.37	0.20	0.30	2.97
0.30	0.40	3.37	0.30	0.40	3.14
0.40	0.50	3.18	0.40	0.50	3.13
0.50	0.60	3.13	0.50	0.60	2.67
0.60	0.70	2.96	0.60	0.70	2.66
0.70	0.80	3.39	0.70	0.80	3.28
0.80	0.90	2.74	0.80	0.90	2.97
0.90	1.00	3.09	0.90	1.00	3.18
1.00	1.10	2.93	1.00	1.10	2.53
1.10	1.20	2.81	1.10	1.20	2.85
1.20	1.30	4.25	1.20	1.30	2.63
1.30	1.40	4.13	1.30	1.40	2.57
1.40	1.50	4.75	1.40	1.50	3.02
1.50	1.60	4.92	1.50	1.60	2.66

1.60	1.70	4.78	1.60	1.70	2.17
1.70	1.80	4.41	1.70	1.80	2.91
1.80	1.90	2.68	1.80	1.90	3.73
1.90	2.00	2.55	1.90	2.00	3.00
2.00	2.10	5.68	2.00	2.10	3.31
2.10	2.20	4.86	2.10	2.20	3.14
2.20	2.30	4.81	2.20	2.30	3.52
2.30	2.40	4.37	2.30	2.40	2.64
2.40	2.50	2.93	2.40	2.50	3.26
2.50	2.60	2.57	2.50	2.60	3.90
2.60	2.70	2.06	2.60	2.70	3.72
2.70	2.80	2.65	2.70	2.80	3.57
2.80	2.90	1.58	2.80	2.90	3.08
2.90	3.00	1.64	2.90	3.00	3.52
3.00	3.10	2.13	3.00	3.10	3.51
3.10	3.20	2.00	3.10	3.20	4.09
3.20	3.30	2.41	3.20	3.30	2.59
3.30	3.40	2.26	3.30	3.40	2.76
3.40	3.50	2.86	3.40	3.50	2.44
3.50	3.60	2.73	3.50	3.60	1.83
3.60	3.70	3.00	3.60	3.70	2.55
3.70	3.80	4.17	3.70	3.80	1.87
3.80	3.90	2.94	3.80	3.90	2.60
3.90	4.00	3.02	3.90	4.00	2.47
4.00	4.10	2.44	4.00	4.10	2.63

3.2 Muestreo en campo

Para esta investigación se ha tomado como caso práctico un tramo de la avenida Solidaridad. El motivo que es una de las principales arterias de la ciudad de Morelia, y que esta sobre los márgenes del Río Chiquito. La zona, que como se mencionó anteriormente en el apartado 2.1, es susceptible a los cambios volumétricos por la influencia de este cuerpo de agua y por el material arcillo que rodea como desplante de las vialidades.

Así mismo mediante la implementación del programa Roadbump se muestra la discrepancia en dicha zona respecto a su IRI, es claro mencionar que hay zonas con mayores deterioros. Pero en lo que respecta a avenida solidaridad es un caso particularmente ambiguo

que es de suma importancia analizar ya que puede dar un parámetro general acerca de las zonas aledañas y condiciones similares de la ciudadu otros casos similares.

En primera instancia se realizó un muestreo de materiales correspondiente a una profundidad de 4.25 metros donde se encontraron 6 capas representativas que forman hoy el cuerpo del pavimento de dicha vialidad y que se muestran en la Figura 3.2 y Figura 3.3.



Figura 3.2. Excavación en el Sitio de Estudio



Figura 3.3. Apreciación de las diferentes capas en la zona de estudio

Por motivos de estudio de este caso se ha realizado un perfil transversal de la calzada y el río que más tarde será de gran ayuda en el proceso de modelación. En la Figura 3.4 se presenta la sección correspondiente a la Avenida Solidaridad.

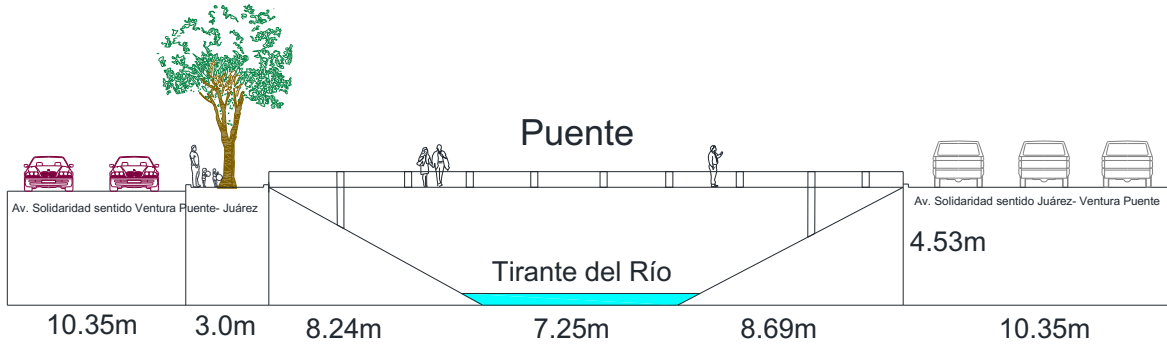


Figura 3.4. Sección Transversal Avenida Solidaridad (Perfil)

3.3 Perfil de campo

En base al muestreo anterior se pudo obtener información de la profundidad y las diferentes capas que comprende el cuerpo del pavimento, en la Figura 3.5 se aprecia la sección en corte de dicho cuerpo:

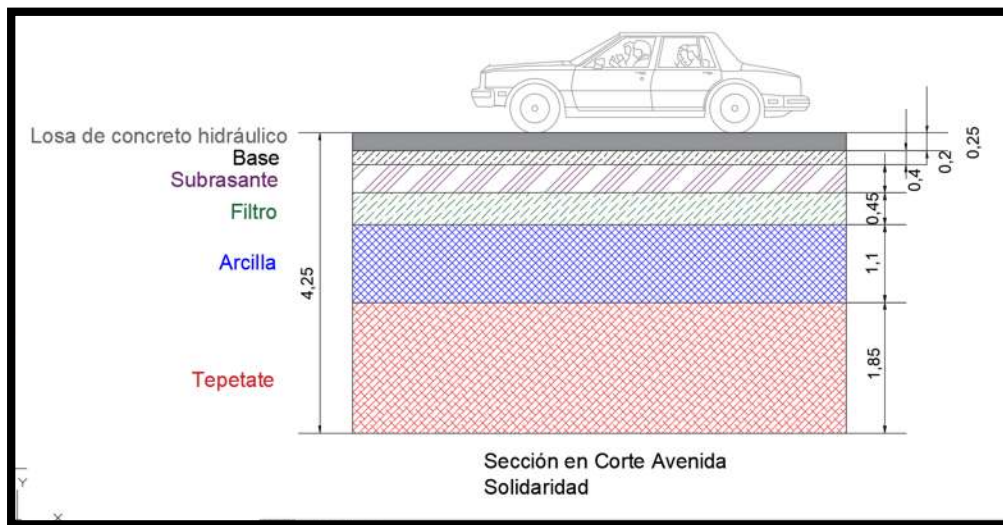


Figura 3.5. Sección en Corte Avenida Solidaridad (distancias en m)

En el perfil se observa que el pavimento está compuesto por la losa y la base. Las Terracerías por las capas de: subrasante, y filtro. El terreno natural por una capa de arcilla y tepetate. Los materiales anteriores se llevaron al laboratorio para su estudio.

3.4 Ensayos de laboratorio

El material obtenido en el muestreo de campo fue sometido a diferentes pruebas de laboratorio básicas en el área de mecánica de suelos. De todos los suelos se obtuvieron o estimaron los pesos específicos de campo para después reproducirlo en el laboratorio, de tal manera que las condiciones del laboratorio sean parecidas a las existentes en el sitio de origen. Las pruebas realizadas para esta investigación fueron las siguientes:

- a) Composición Granulométrica y Ensayes Índice.
- b) Ensayes de Compactación AASHTO Estándar.
- c) Ensayes de Módulo Resiliente.

De las pruebas índice se estimaron las curvas características para cada suelo, de acuerdo con el procedimiento de correlación de Zapata (1999) y citado por Fredlund et al 2012.

3.4.1 Composición Granulométrica y ensayos Índices

3.4.1.1 Composición granulométrica

Con este ensaye se clasifica el material según el diámetro de su partícula, haciéndolo pasar por tamices con diferentes aberturas, sacando los pesos y proporciones de los materiales que se retienen y que pasan respecto a la muestra base. Con estos resultados es posible clasificarlo por el parámetro utilizado en nuestro país que es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

3.4.1.1.1 Resultados de las Granulometrías

En la Figura 3.6 se muestra la gráfica de granulometría para cada suelo grueso.

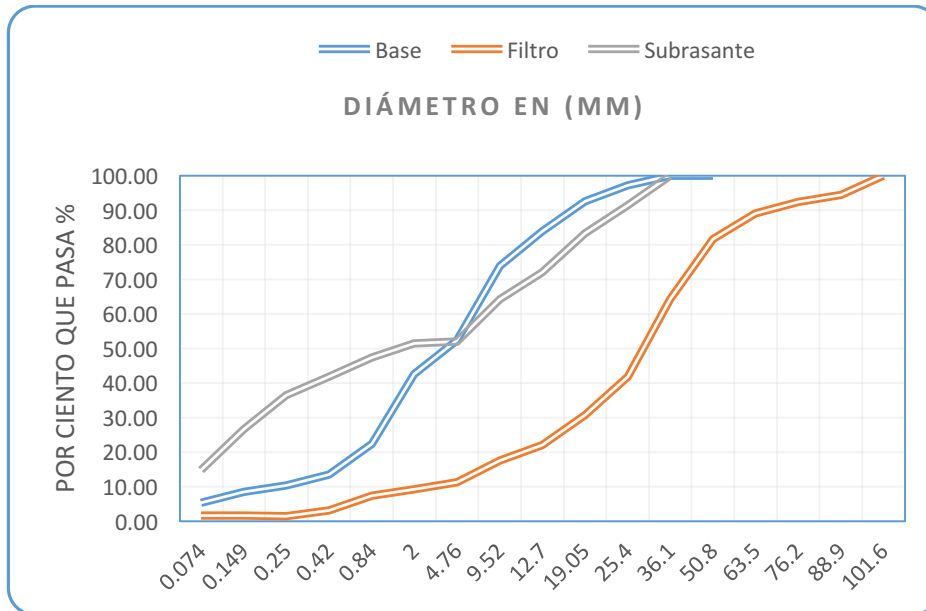


Figura 3.6. Granulometría Suelos Gruesos

Tomando en cuenta el manual M-MMP-1-02/03 de clasificación de fragmentos de roca y suelo, el material de base en primera instancia es clasificado como grava ya que más del 50% de sus partículas se quedan retenidas en la malla No. 4 y se determina mal graduada ya que cuenta con un porcentaje de finos del 5% y su coeficiente de uniformidad es mayor de 4 y su coeficiente de curvatura sobre pasa por mucho el límite permitido que es 3, por lo que se expresa de la siguiente manera GP.

El material de filtro es clasificado como una grava, ya que más del 50% de sus partículas se quedan retenidas en la malla No. 4 que para este caso se retiene el 89.77% y se determina mal graduada ya que cuenta con un porcentaje de finos del 1.7% y su coeficiente de uniformidad es mayor de 4 y su coeficiente de curvatura sobre pasa por mucho el límite permitido que es 3, por lo que se expresa de la siguiente manera GP con un tamaño nominal de 1", por ello clasificado como Filtro.

El material denominado como subrasante se clasifica como arena, ya que más del 50% de sus partículas pasa la malla No. 4 que para este caso es el 51.98%, y se determina limosa por el resultado de los límites de consistencia y ya que contiene un porcentaje de finos mayor al 12% para tal caso 14.72% por lo que se expresa de la siguiente manera **SM (ARENA-LIMOSA)**. Cabe mencionar que este material es una mezcla entre el material de filtro y el tepetate (Ver Figura 3.6).

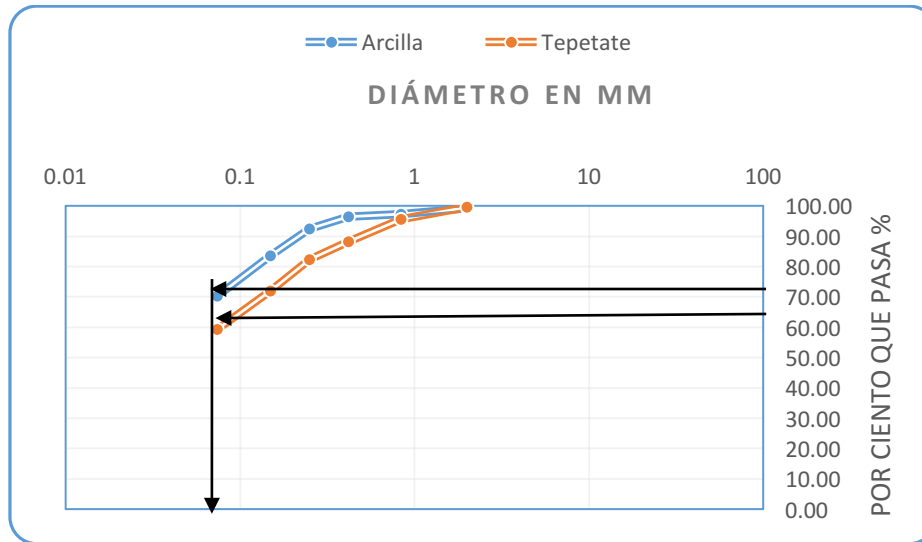


Figura 3.7 Granulometría Suelos Finos

El material obtenido en sitio de color negro clasificado como un material fino ya que más del 50% de sus partículas pasan la malla No. 200 que para este caso pasa el 70.20% y se determina que es una arcilla de alta plasticidad CH ya que cuenta con un límite líquido de 57.02% y un índice plástico de 32.7% ubicándose en la zona 4, descartando que pueda ser esta OH (Limo orgánico de alta compresibilidad) debido a su coloración oscura (Ver Figura 3.7).

Por otro lado, el material amarillo es clasificado como un material fino ya que más del 50% de sus partículas pasan la malla No. 200 que para este caso pasa el 59.40% y ya que cuenta con un límite líquido de 54% y un índice plástico de 23.24% nos lleva a un **MH** (Limo alta plasticidad) que está ubicada en la zona 3 descartando que pueda ser esta OH (Limo orgánico de alta compresibilidad) debido a su coloración (Ver Figura 3.7).

3.4.1.2 Ensayes Índice

De acuerdo con el manual M-MMP-1-07-/07 publicado por el IMT, esta prueba permite conocer la plasticidad de los materiales utilizados en terracerías que pasan la malla N°40 (0.425 mm). Mediante los resultados obtenidos de esta prueba se puede identificar y clasificar el tipo de suelo que estamos estudiando de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) Ver Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Parámetros Pruebas Índice

Material	LL	LP	IP	Cu	Cc	P200	SUCS
Base	Inapreciable	Inapreciable	Inapreciable	243	10.08	5.410	GP
Filtro	Inapreciable	Inapreciable	Inapreciable	13.42	4.36	22.4	GP
Subrasante	35	26.71	9.04	152.4	0.072325459	14.79	SM
Arcilla	57	30.76	26.26	-	-	70.2	CH
Limo	54	37.05	16.95	-	-	59.4	MH

3.4.1 Permeabilidad

En la Tabla 3.3, se presentan los valores de permeabilidad saturada para cuatro de los 5 materiales tal y como se maneja en el apartado 2.2.7

Tabla 3.3 Resumen de valores de Permeabilidad

Material	A (m2)	V (m3)	t (s)	L (m)	h (m)	K (m/s)
Tepetate	0.0064	0.000181	337968	0.41	0.36	9.53025E-08
Subrasante	0.0064	0.00006	300	0.172	0.1715	3.13411E-05
Filtro	0.0064	0.00023	300	0.432	0.4318	0.000119847
Base	0.0064	0.000059	300	0.429	0.429	3.07292E-05
Arcilla						3.96E-09

En el caso de la arcilla la permeabilidad se obtuvo por medio de la prueba de consolidación unidimensional.

3.4.2 Ensayos de Compactación

3.4.2.1 Ensayo Porter

En el caso del material de base, filtro e incluso subrasante (por ser una combinación de filtro con tepetate) se realizó esta prueba para obtener un parámetro de referencia respecto a la compactación posible en campo ya que no fue posible obtenerla directamente dadas las condiciones de la obra en proceso (Ver Tabla 3.4).

Tabla 3.4 Resumen valores Prueba Porter

Material	$\gamma_{d_{max}}$ T/m ³	Humedad de Prueba W en (%)
Base	1.607	3.95
Filtro	1.525	7.99
Subrasante	1.75	17.23

En la sección de anexos se muestran los cálculos de la prueba para cada material.

3.4.2.2 Ensayo AASHTO estándar

Se realizaron ensayos de compactación bajo la metodología AASHTO estándar con base en el manual M-MMP-1-09/06 con el fin de saber la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo de cada suelo.

El procedimiento realizado publicado por el IMT describe el procedimiento y equipo necesario para realizar dicho ensayo, y lo clasifica en cuatro variantes A, B, C, D. En este caso de investigación solo se elaboró la prueba bajo la variante A, debido al tamaño del material con el que se trabajó del cual no presenta retenido por la malla No. 4.

En la Tabla 4.2 se puede observar que el material que alcanza una densificación mayor es la subrasante, seguido la arcilla y por último el Limo.

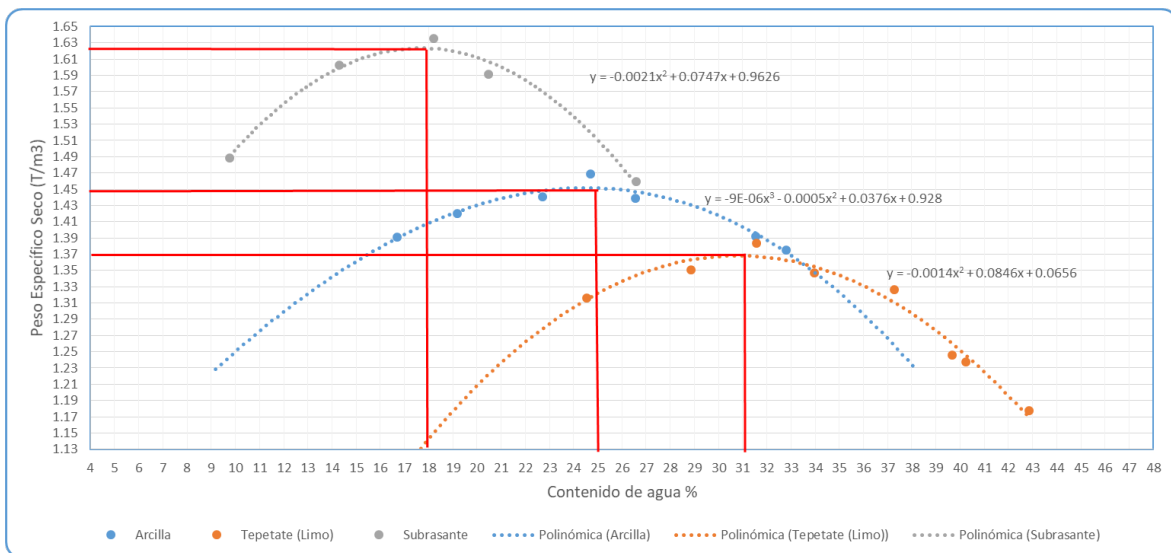


Figura 3.8 Curvas de Compactación de materiales estudiados

En la Tabla 3.5 se muestran los valores de γ_d y w .

Tabla 3.5 Resumen de Peso Volumétrico Seco Máximo y Humedad Óptima

Material	γ_d máximo (ton/m ³)	W (%)
Subrasante	1.625	18
Arcilla	1.451	25.1
Limo	1.370	31

3.4.3 Estimación de Curva Característica

Como se maneja en el apartado 2.2.5 se siguió la metodología estipulada por Zapata (1999) citada por Fredlund et al 2012 (apartado 2.2.5) con el fin de saber de forma aproximada cuánta agua puede retener cada material sometido en diferentes condiciones de como se verá en la sección de modelación.

El proceso para la obtención de las curvas características de cada material, se muestra en la sección de anexos:

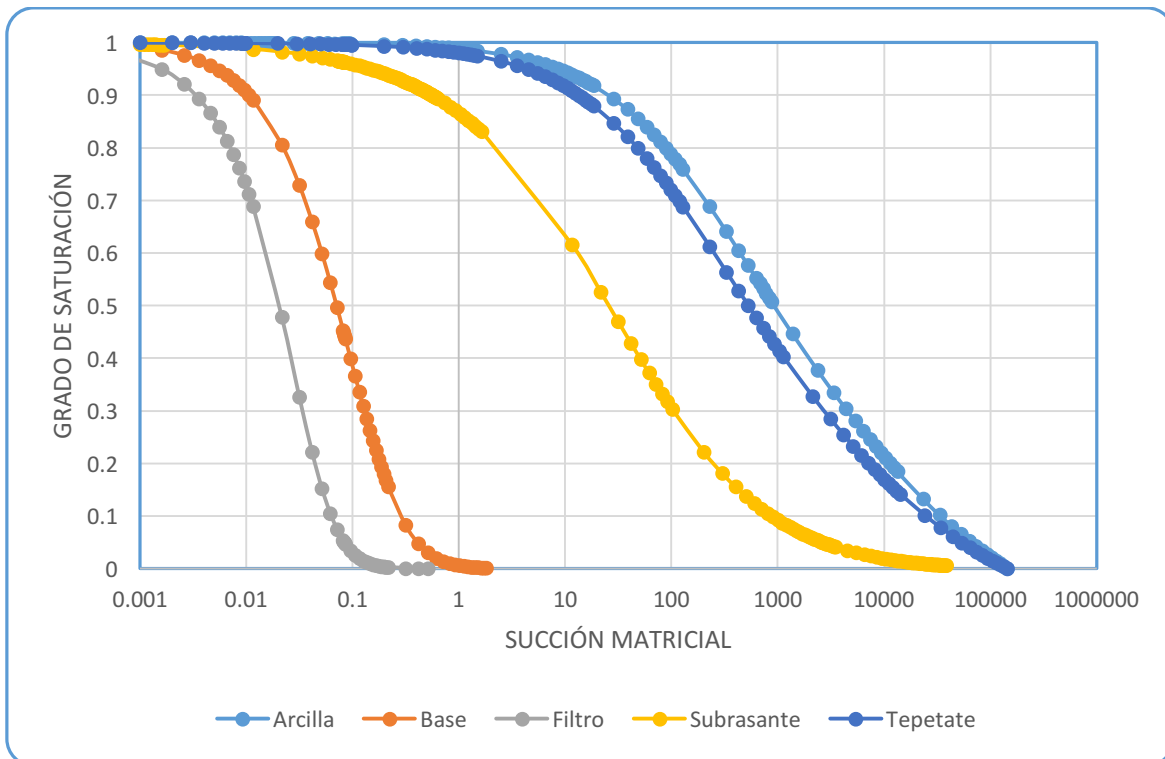


Figura 3.9 Gráfica de resumen de Curva Característica para cada Material

3.4.4 Módulo de Resiliencia

Se realizaron una serie de pruebas de Módulo de Resiliencia con ayuda del equipo de laboratorio presente en la UMSNH. Las pruebas se dividieron en dos fases de diferentes energías de compactación con el fin de obtener diferentes comportamientos que pudieran presentarse en campo bajo las condiciones variantes de humedad. Para llevar a cabo estas pruebas se siguió el protocolo establecido por la normativa AASHTO-307 referenciada en el apartado 2.2.8.

3.4.4.1 Procedimiento

Teniendo el peso volumétrico de campo (γ_d , obtenido en el muestreo previamente) y la humedad (W) obtenida en laboratorio con una muestra virgen de suelo (para cada capa), se comenzó la prueba para cada suelo, secando una porción representativa de material de 5 kg, ya que se realizaron varias pruebas por día y cribando por la malla No.4 en el caso de suelos finos y por la malla 0.5 in en el caso del suelos gruesos dejando reposar el material hasta enfriarse a temperatura ambiente todo esto en base a la Normativa AASHTO. En el caso de la primera fase de pruebas se calculó un peso de Sólido (W_s) en base al volumen (V) ya conocido del contenedor (716.17 cm^3) y la humedad con la que se deseaba realizar más 500 gr extras para obtener humedad de muestreo (W_a). La humedad fue variando desde un 2% hasta un 45% dependiendo esto de la consistencia del material y hasta qué punto de contenido de humedad soportaba antes de entrar en una fase imposible de reproducir. Se calculó el peso del agua (W_w) sumando este al peso del sólido (W_s) para obtener un peso de muestra (W_m) con lo cual se define el material necesario que llevará el contenedor. Se homogeniza en una charola amplia la muestra de suelo y agua ya calculadas (Ver Figura 3.10 A), de tal forma que no queden brumos presentes, se tomó una muestra de 200 gr y se llevó al horno y se dejó por 24 h para obtener la humedad de muestreo, posteriormente se armó el contenedor, se colocó el papel filtro en la base de la cámara, se colocó la membrana impermeable y se pusieron 6 capas de material en el caso de suelos finos y 5 en el caso de suelos gruesos compactándose cada una con una energía dinámica brindada por un martillo neumático con una base, peso y dimensiones ya estipuladas por la norma AASHTO 307 (Ver Figura 3.10 B y C). Se retiraron las placas desmontables que forman el contenedor, se colocó la segunda membrana de retención de látex, se puso otro papel filtro en la parte superior del espécimen ya formado así como la pieza plástica donde se coloca la manguera de respiración

y el balín donde descansa el vástago y distribuye la carga por cada impacto (Ver Figura 3.10 D). Se limpió de impurezas alrededor del espécimen y se colocó la carcasa de sellado de la cámara, una vez que se cerró con los tornillos sujetadores apretándolos en forma de estrella para asegurar una correcta nivelación. Se llevó a la prensa donde se acomodó para conectar la toma de aire que le da la presión de confinamiento necesaria en cada una de las 15 secuencias. Se colocó el segundo balín que distribuye las cargas por impactos provenientes del vástago exterior de la prensa de carga, se fijaron los sensores LVDT's para poder recibir señal en voltaje de la deformación provocada por cada impacto y por último se ajustó el sensor de deformación permanente con el fin de saber la deformación acumulado a lo largo del procedimiento de prueba (Ver Figura 3.10 E). Toda esta información es procesada por ayuda del programa LABWIEW que arroja los datos con los que se realizan las pendiente y las curvas de ajustes de los puntos obtenidos entre el esfuerzo desviador y el Módulo de resiliencia obtenido de cada secuencia.

En el caso de la segunda fase de pruebas, se tomó como base el peso volumétrico seco de campo γ_d , el volumen ya conocido, un peso de solidos W_s calculado en base a los dos parámetros anteriores, y el mismo procedimiento descrito en el párrafo anterior.

La Figura 3.10 F se muestra una de las pruebas de suelo con una humedad estable después de ser probada, no presenta deformación visible a comparación de imágenes en la Figura 3.11.



A)



B)



C)



D)



E)



F)

Figura 3.10. Fotografías Proceso de Prueba Módulo Resiliente



Figura 3.11. Fotografías de especímenes después de ser probados

3.4.4.2 Pruebas realizadas Material Base

Condiciones Iniciales

En la Tabla 3.6 y Tabla 3.7 se muestran las condiciones iniciales bajo las cuales se realizaron las pruebas de MR.

Tabla 3.6 Condiciones Iniciales Etapa 1

Etapa 1						
Prueba	Peso Volumétrico de campo (gr/cm ³)	Humedad de campo (óptima) (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm ³)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm ³)
1	1.67	3.95	0	1.52	0	1.52
2			2	1.6	1.73	1.57
3			3	1.59	2.88	1.55
4			6	1.63	5.7	1.54
5			8	1.64	7.47	1.53

Tabla 3.7 Condiciones Iniciales Etapa 2

Etapa 2						
Prueba	Peso Volumétrico Seco de campo (gr/cm3)	Humedad de campo (óptima) (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm3)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm3)
1	1.607	3.95	3.95	1.61	3.63	1.52
2			4.5	1.64	4.22	1.57
3			5.51	1.65	4.71	1.58
4			6	1.65	6.04	1.56
5			7	1.68	7.47	1.56
6			8	1.73	8.46	1.60

En la Figura 3.12 se pueden ubicar los puntos de ambas etapas de prueba con respecto a lo estipulado en las Tabla 3.6 y Tabla 3.7, en este caso se comportan de forma similar, la diferencia está en que la etapa uno resiste un poco menos y presenta mayor cantidad de fallas por prueba que la etapa dos, pero admite humedades menores. La fase dos adquiere su máximo estable un tanto cercano al valor de la prueba Porter tanto en humedad como en peso volumétrico.

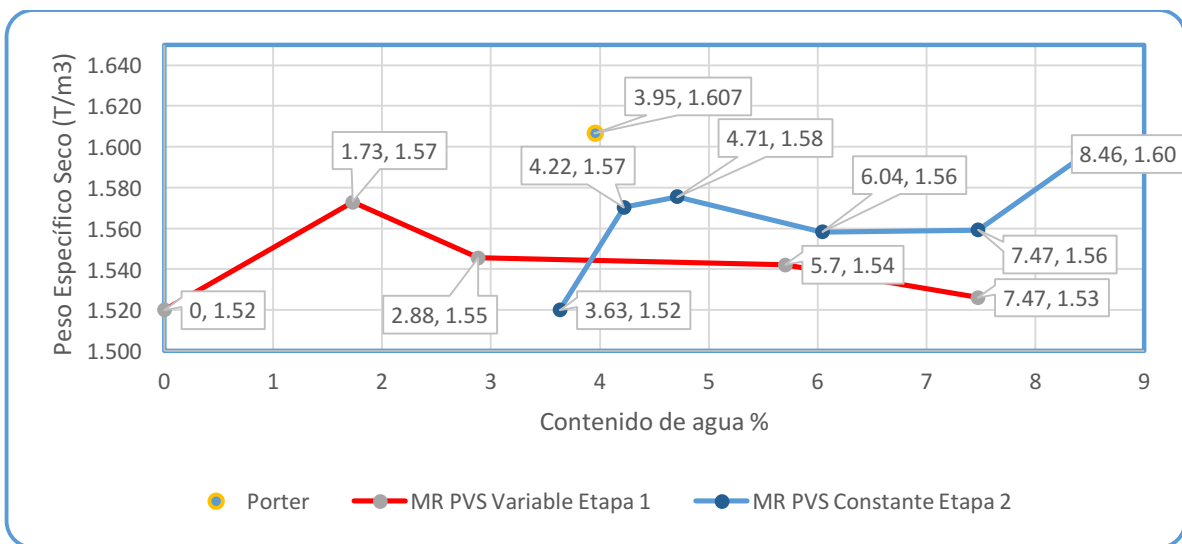


Figura 3.12 Ubicación de PVS obtenido por cada Prueba de Módulo Resiliente. Material de Base

3.4.4.2.1 Resultados

En la Figura 3.13 se puede observar que el Módulo Resiliente más alto se alcanza en cuanto el desviador disminuye en un porcentaje de humedad cercano a 3% ya que está más cerca de su humedad óptima como se puede ver en la Tabla 3.6. Sin embargo, en lo que respecta a la humedad de 1.73% y 0 % el MR decae en forma considerable y falla antes de poder completar los 15 ciclos de carga, por falta de cohesión entre sus partículas.

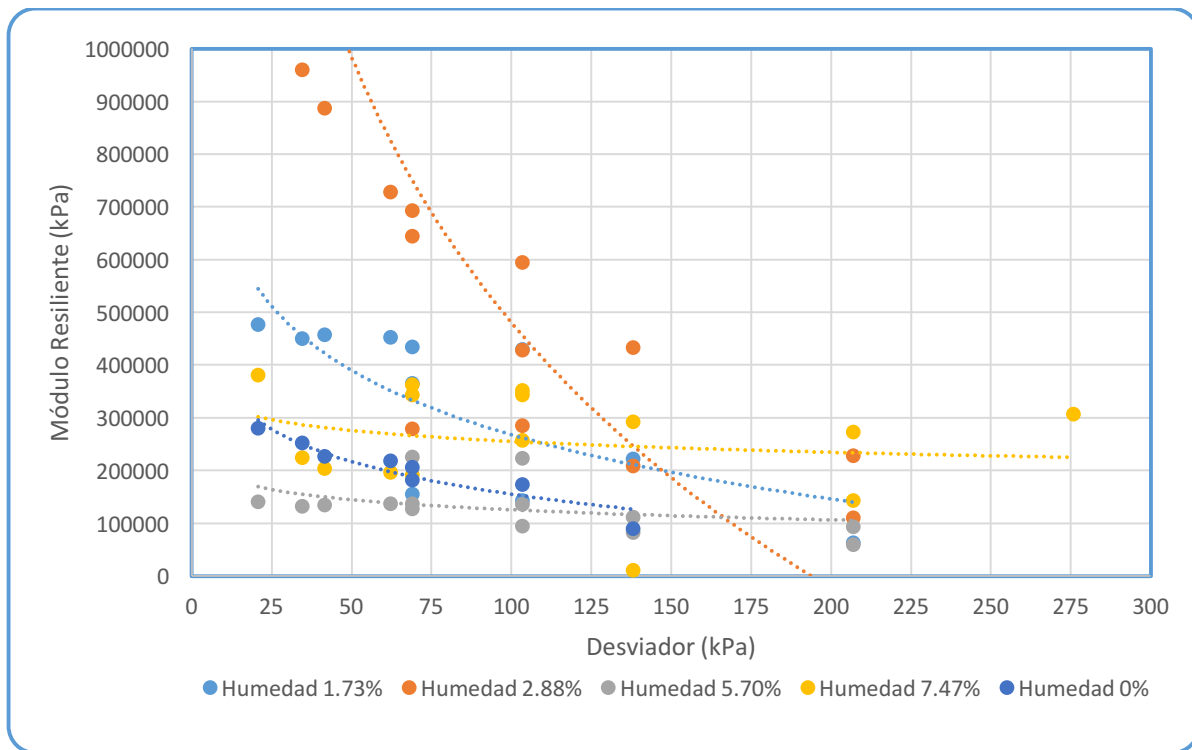


Figura 3.13 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Base Etapa

La Figura 3.14 muestra una línea de tendencia de comportamiento entre los puntos promediados de cada ciclo de carga. Ciertamente algunos puntos se alejan un poco de la secuencia lógica, debido a diferencia poco sustanciales en el desarrollo de la prueba, cuestiones que suelen pasar en la experimentación.

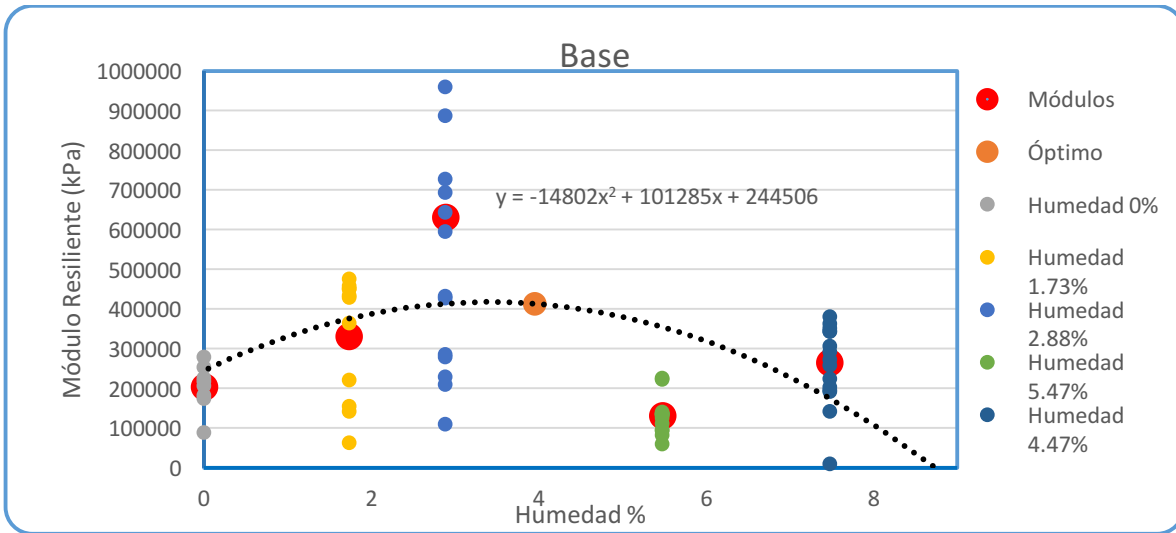


Figura 3.14 Línea polinómica de Tendencia Material de Base Etapa 1

La Figura 3.15 es representación de la serie de puntos obtenidos de las pruebas realizadas en la etapa número 2 para este material. El MR claramente demanda valores menores que en la etapa 1, más sin embargo se puede observar un comportamiento más uniforme. Los valores más alto de MR es el más cercano a su humedad óptima 3.95%.

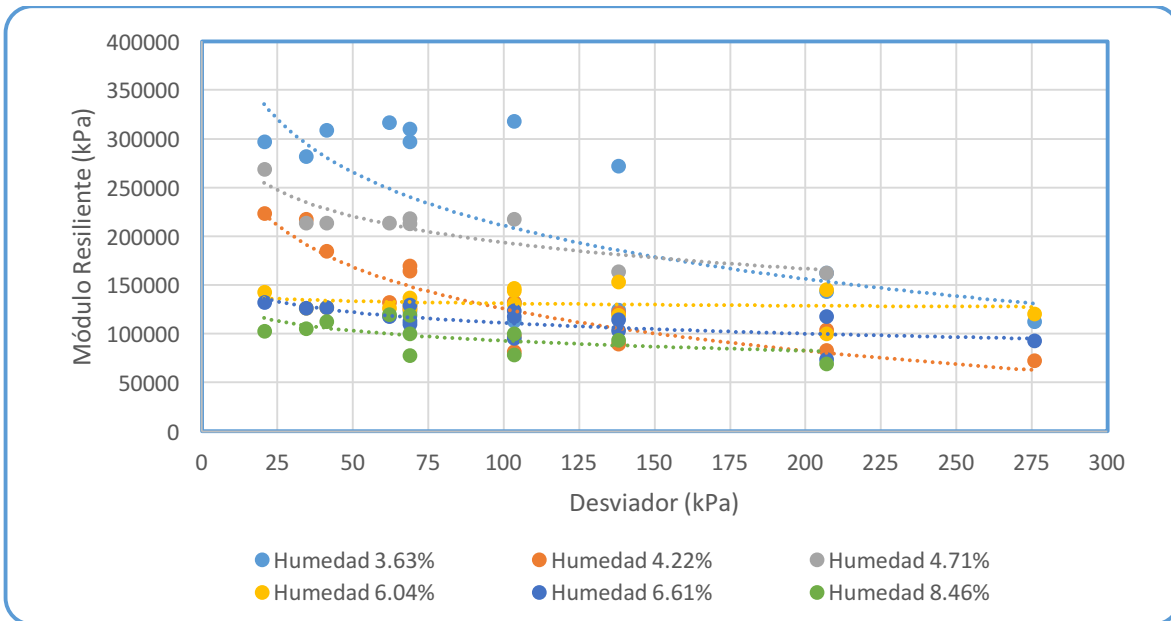


Figura 3.15 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Base Etapa 2

En la Figura 3.16 al mantener constante el PVS y variar la humedad, se da un decremento considerable de resistencia ya que la energía de compactación es menor

alcanzando módulos de resiliencia de no más de 350,000 kPa, a pesar de que alcanza una densificación un poco más alta que la etapa 1, cuestión que tiene que ver con el acomodo y la forma de las partículas.

En resumen, este material es bastante resistente con una compactación adecuada como el caso de la etapa 1. Sin embargo, en la etapa dos que hace referencia a su estado en el sitio de origen resiste mucho menos ante las mismas condiciones de humedad.

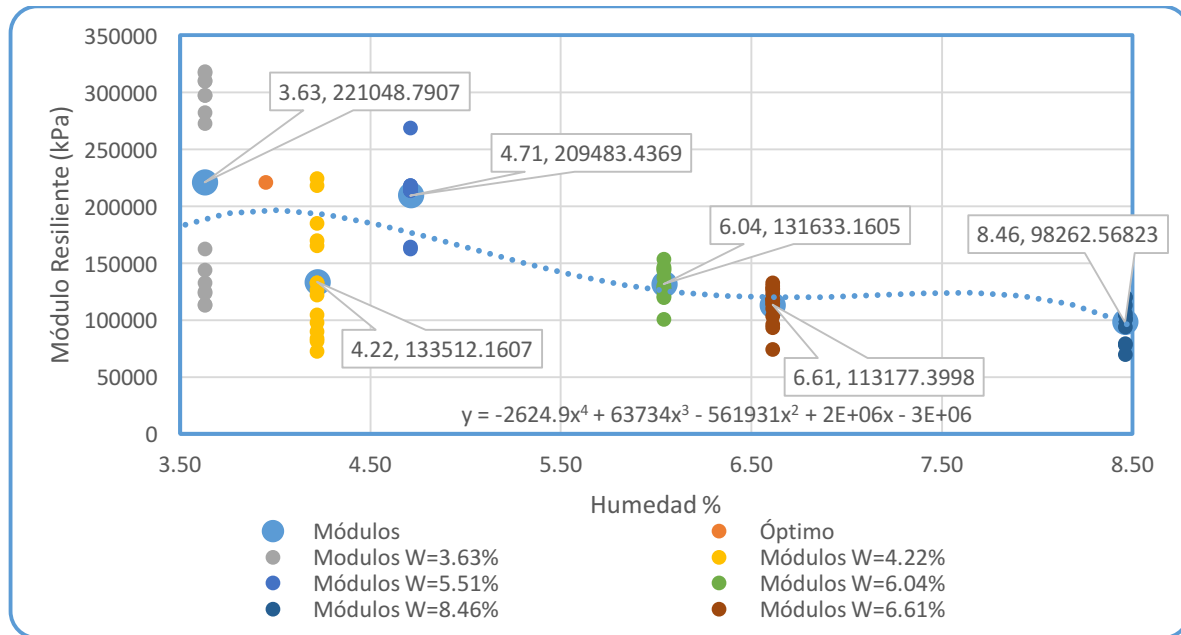


Figura 3.16 Línea polinómica de Tendencia Material de Base Etapa 2

3.4.4.3 Pruebas realizadas Material de Filtro

Condiciones Iniciales

En la Tabla 3.9 y Tabla 3.10 se muestran las condiciones iniciales bajo las que se llevaron a cabo las pruebas de MR.

Tabla 3.8 Condiciones Iniciales Etapa 1

Etapa 1						
Prueba	Peso Volumétrico de campo (gr/cm ³)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm ³)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm ³)
1	1.67	7.99	2	1.57	2.23	1.53
2			4	1.60	4.02	1.54
3			6	1.62	5.89	1.53
4			7	1.62	6.56	1.52
5			7.5	1.63	7.14	1.52
6			8	1.63	8.21	1.51

Tabla 3.9 Condiciones Iniciales Etapa 2

Etapa 2						
Prueba	Peso Volumétrico Seco de campo (gr/cm ³)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm ³)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm ³)
1	1.525	7.99	3	1.57	3.09	1.52
2			5	1.60	4.28	1.54
3			6	1.61	6.16	1.52
4			7	1.63	6.5	1.53
5			7.5	1.63	7.87	1.51
6			9	1.65	8.4	1.53
7			9.5	1.64	9.23	1.50

En la etapa 2 en el material filtro se obtuvo control respecto al PVS de forma notable ya que no presenta variaciones que estén por mucho fuera de lugar. Cabe mencionar que es

complicado trabajar con este tipo de materiales por las medidas de las cámaras de prueba y el tamaño de la granulometría (Ver Figura 3.17).

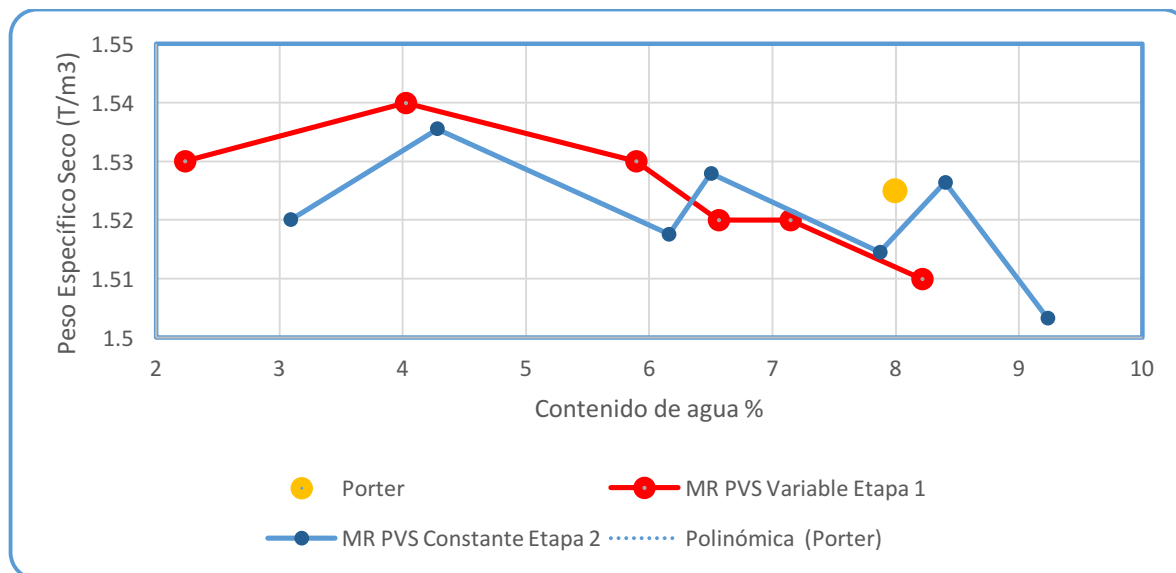


Figura 3.17 Ubicación de PVS obtenido por cada Prueba de Módulo Resiliente

3.4.4.3.1 Resultados

El Filtro es muy popular en la región de Michoacán ya que es considerado como material capaz de evitar la ascensión capilar por su granulometría abierta. Su curva característica del mismo, mostrada en el apartado 3.4.3 corrobora la anterior. Su diámetro de partícula de hasta 101 mm impide una compactación uniforme por lo que solo se acomoda. En la Figura 3.18 se muestra que, a una humedad de cercana al 6% el material muestra una acomodación de puntos más o menos ordenado que provoca una línea de tendencia con pendiente baja mientras a una humedad cercana a dos el material adquiere un incremento pequeño en el MR en cuanto el desviador disminuye, en la Figura 3.19 se observa tal incremento.

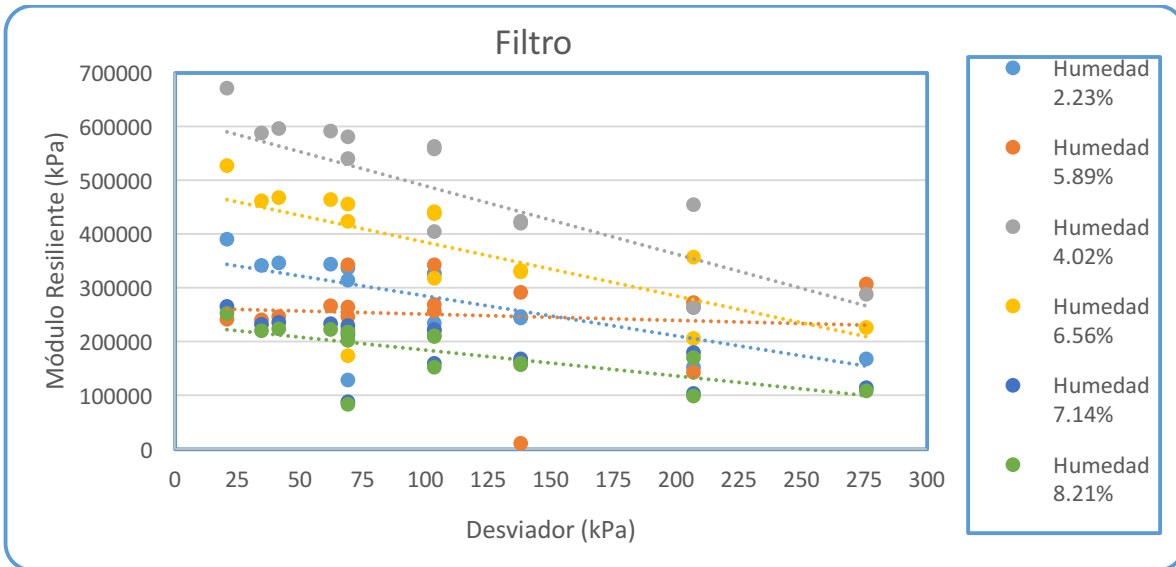


Figura 3.18 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Filtro Etapa 1

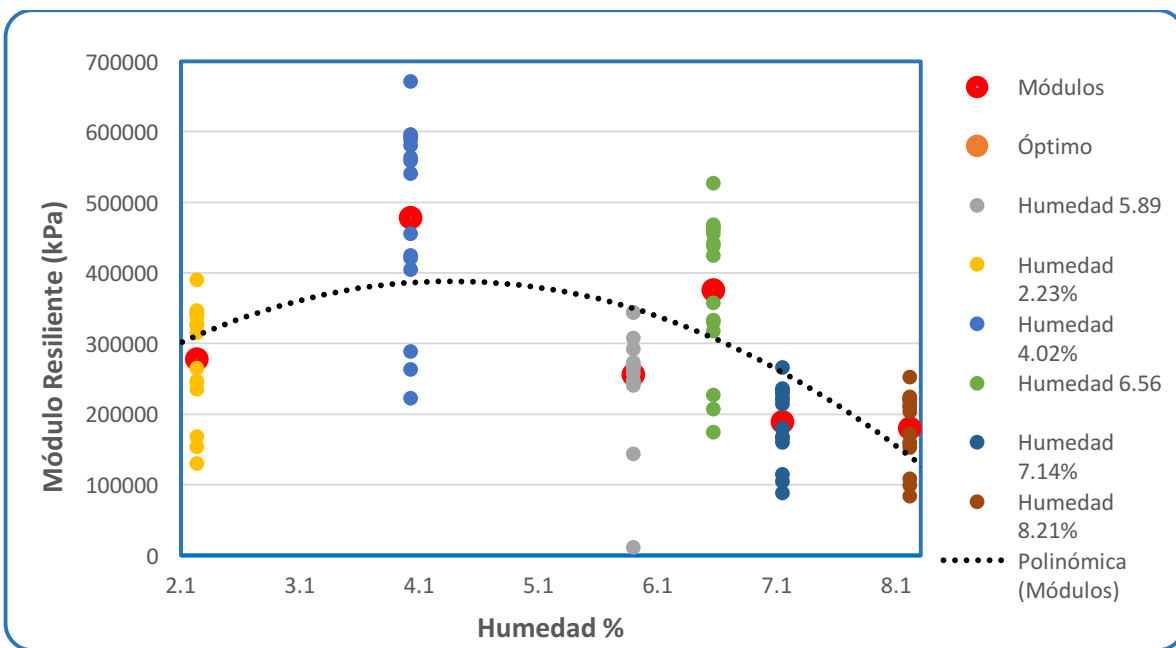


Figura 3.19 Línea polinómica de Tendencia Material de Filtro Etapa 1

En esta etapa se alcanzaron MR considerables de hasta 540,000 kPa como se puede ver en la Figura 3.20 y un promedio máximo de 370,000 kPa aproximadamente con humedades relativamente altas del orden del 6.5 % muy próxima a lo estipulado en la prueba Porter. Se puede apreciar que a un decremento en el esfuerzo desviador el MR incremente notablemente en cuanto la humedad se optimiza. Se esperaba ciertamente un mejor

comportamiento, a humedades más pequeñas, pero como se puede ver en la Figura 3.20 el material falla a los pocos ciclos de carga al igual que en el lado húmedo, esto distinto en gran medida al material de Base. Por lo que queda claro que si es efectivo como capa rompedora de capilaridad si se le diseña adecuadamente para casos específicos.

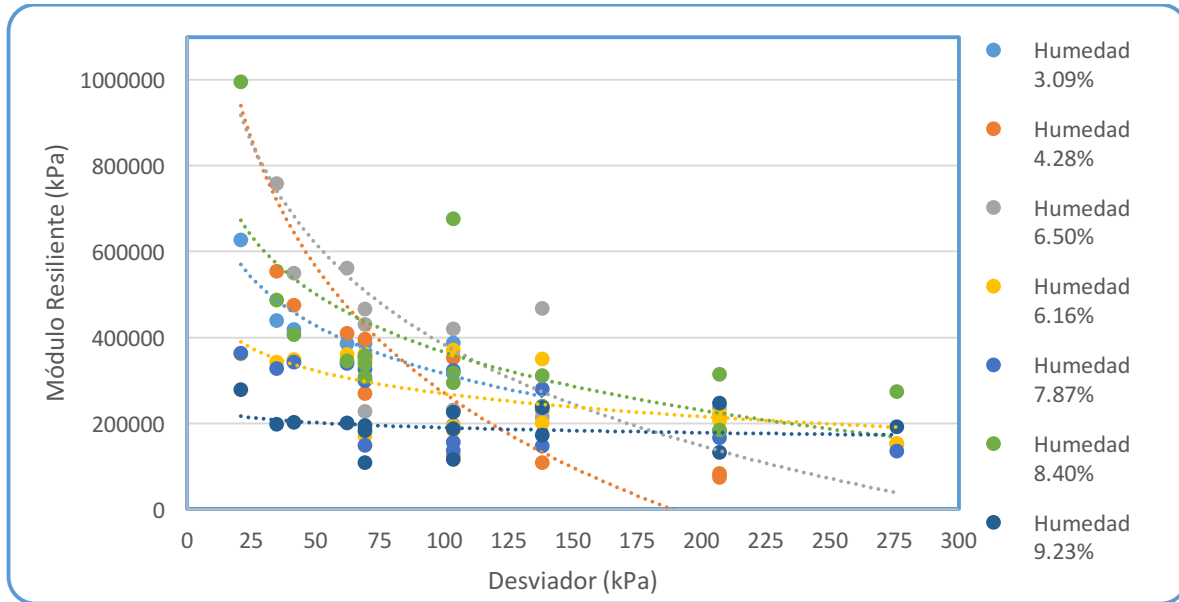


Figura 3.20 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Filtro Etapa 2

En la Figura 3.21 se puede observar la tendencia de comportamiento entre los MR promedios de cada secuencia de carga, con el fin de homogenizar en lo posible la respuesta de esfuerzos a los que es sometido el material.

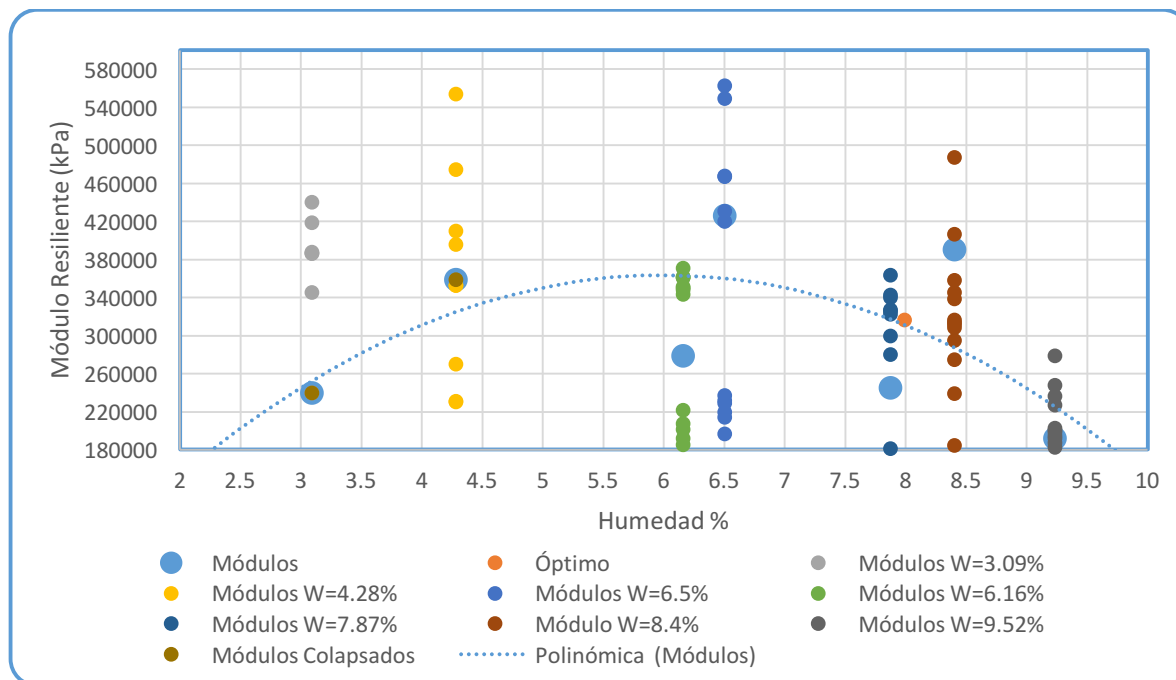


Figura 3.21 Línea polinómica de Tendencia Material de Filtro Etapa 2

3.4.4.4 Pruebas Realizadas Material de subrasante

Condiciones Iniciales

En la Tabla 3.10 y

Tabla 3.11 se muestran las condiciones iniciales con las que se realizaron las secuencias de prueba para obtención del MR del material de subrasante.

Tabla 3.10 Condiciones Iniciales Etapa 1

Etapa 1						
Prueba	Peso Volumétrico de campo (gr/cm3)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm3)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm3)
1	1.64	11.38	3	1.45	5.93	1.37
2			5	1.46	10.74	1.32
3			14	1.49	13.51	1.31
4			20	1.52	19.52	1.27

Tabla 3.11 Condiciones Iniciales Etapa 2

Etapa 2						
Prueba	Peso Volumétrico Seco de campo (gr/cm3)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm3)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm3)
1	1.47	11.38	5	1.54	5.93	1.45
2			10	1.62	10.74	1.46
3			15	1.69	13.51	1.49
4			20	1.81	19.87	1.51

En la Figura 3.22 se puede apreciar las dos fases tanto con PVS constante como variable y se puede ver como se densifica más el material en la Etapa 2 en cuanto adquiere mayor cantidad de humedad. Se puede observar de igual manera qué densidad y humedad de campo está muy por debajo de los puntos de prueba lo cual quiere decir que el material está mal compactado en sitio, o que ha sufrido inclusiones de agua que lo han llevado a presentar deformaciones e inestabilidad.

El punto más alto (amarillo) la prueba es Porter. Se realizó la Prueba ASSHTO Estandár con una granulometría de menor diámetro con el fin de tener un parámetro amplio de la densidad en sus dos variables. La densidad en la prueba Porter dio muy por encima de la Proctor.

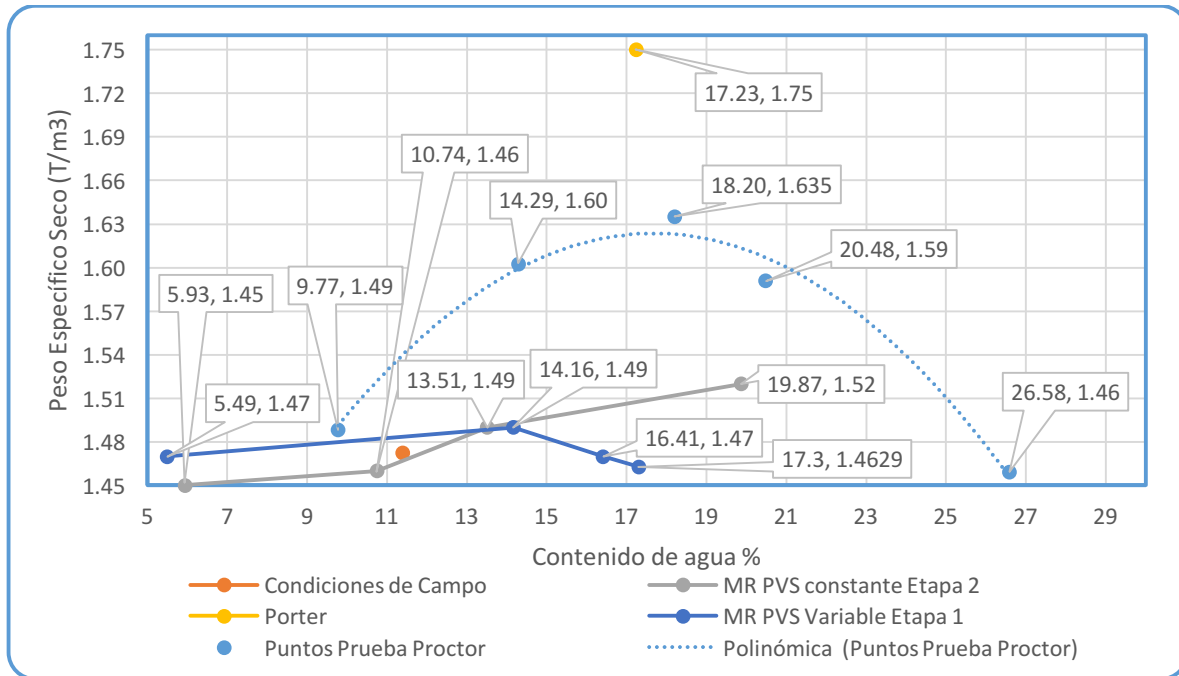


Figura 3.22 Gráfica de ubicación de los MR en el espacio Proctor

3.4.4.4.1 Resultados

Este material como ya se explicó anteriormente es una mezcla entre tepetate y filtro con características similares a los que se tienen en las demás capas. El material grueso le ayuda en gran medida a adquirir más resistencia aunque es variable ya que se puede ver que los módulos van desde 20,000 kPa hasta los 200,000 kPa y en promedio de estos alcanza una resistencia de alrededor de 120,000 kPa. Cabe mencionar que este material tiene muy restringida su capacidad de retener agua, a pesar de que la mayor parte de su granulometría es fina, pero al comportarse más como una arena solo tiene un rango de humedad entre 5% y 19%, después de este límite el material entra en un estado semilíquido y se vuelve imposible su reproducción para realizar pruebas de módulo resiliente o AASHTO Estándar.

En la Figura 3.23 se muestra en su primera etapa de prueba como el material se comporta de manera uniforme, no esto en cuanto va acercándose a su límite de retención de humedad.

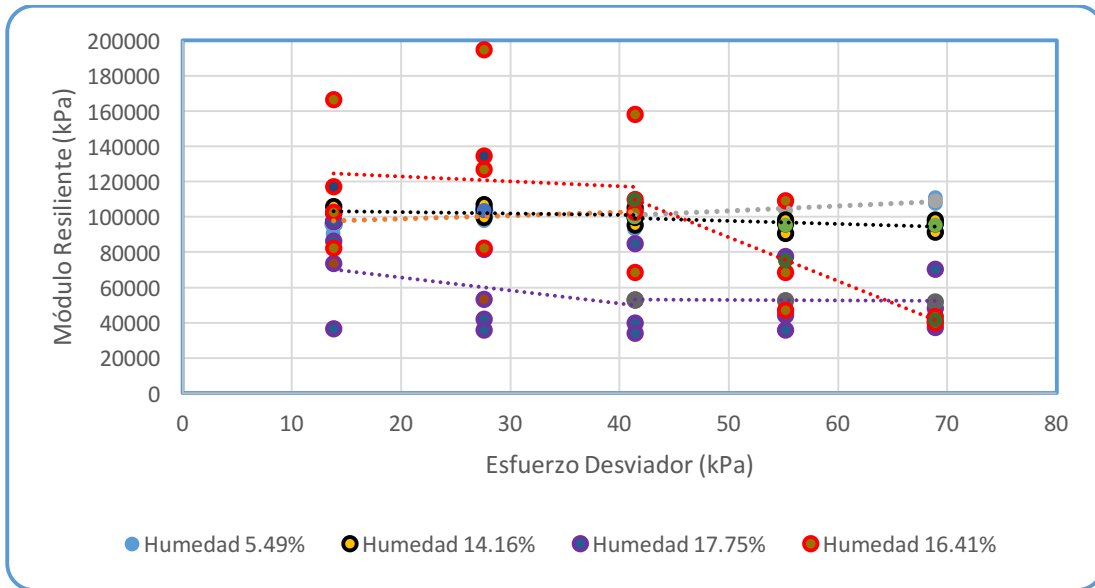


Figura 3.23 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Subrasante Etapa1

La Figura 3.24 muestra la tendencia de comportamiento del material la cual tiene puntos ubicado de forma bastante razonable en su comportamiento, cuestión que francamente no se esperaba para este caso.

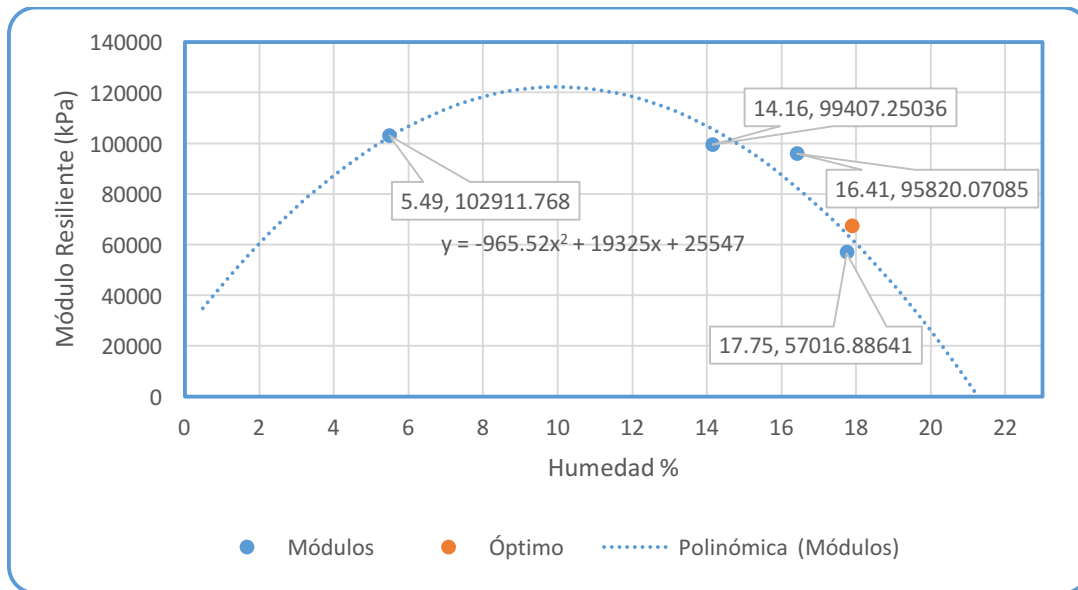


Figura 3.24 Línea polinómica de Tendencia Material de Subrasante Etapa 1

En la Figura 3.25, como parte de la segunda etapa, se puede observar que el material se comporta parecido a la primera a pesar de que se constituyó con un peso volumétrico seco

contante menor, pero debido a que la humedad del material en el sitio era poca a comparación de la arcilla y el tepetate no sufre gran cambio en su composición. Sin embargo, se ganó más resistencia ya que se acerca más al grado de humedad óptimo a comparación de la primer fase quedando de igual manera del lado izquierdo que representa el lado seco. El MR aumenta conforme disminuye el esfuerzo desviador y la humedad ronde entre el 12% y 13%.

En esta fase también cabe mencionar que al solo variar la humedad era bastante complicado llegar a la compactación deseada en el cálculo ya que por la misma falta de agua el material no cedía al tratar de compactarlo, cuestión que iba mejorando conforme se agregó agua en cada prueba.

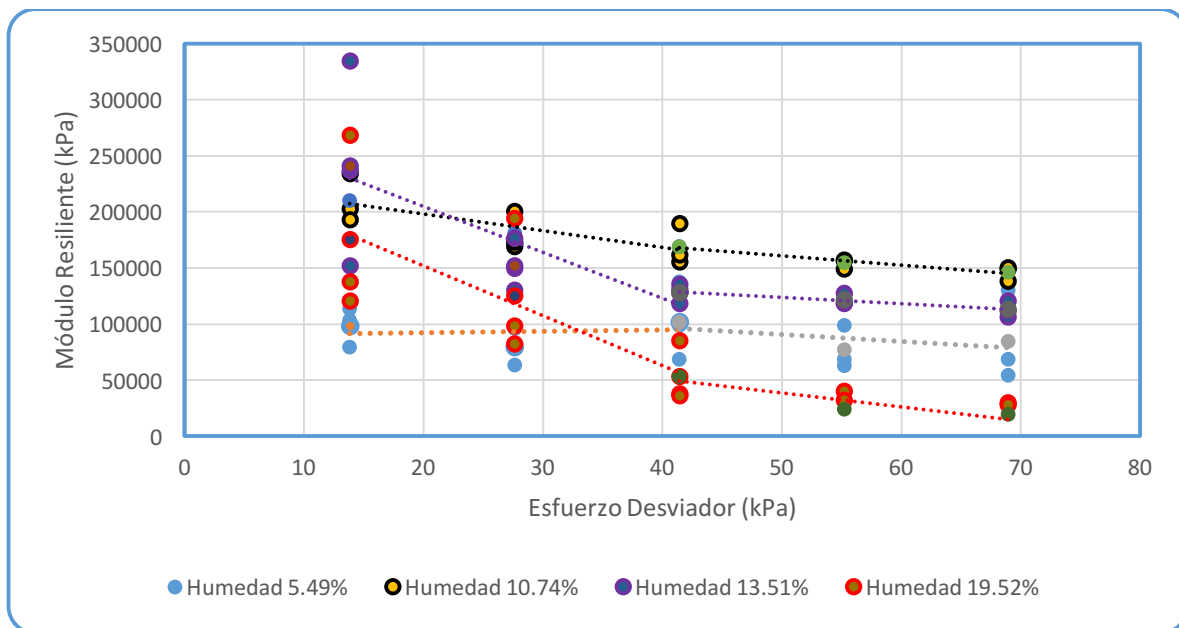


Figura 3.25 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Subrasante Etapa 2

En la Figura 3.26 la variación de los MR tiene un máximo en el 13% de humedad y que el material presenta una consistencia buena y trabajable y que físicamente alcanza una dureza muy alta que inclusive para desmontar y volver a triturar es complicado, por lo que resulta una buena combinación de materiales. Sin embargo, el poco rango de adherencia de agua le da desventajas ya que se desestabiliza rápidamente por lo que es recomendable tener extrema precaución donde se utilice y con qué humedad se compacte en campo.

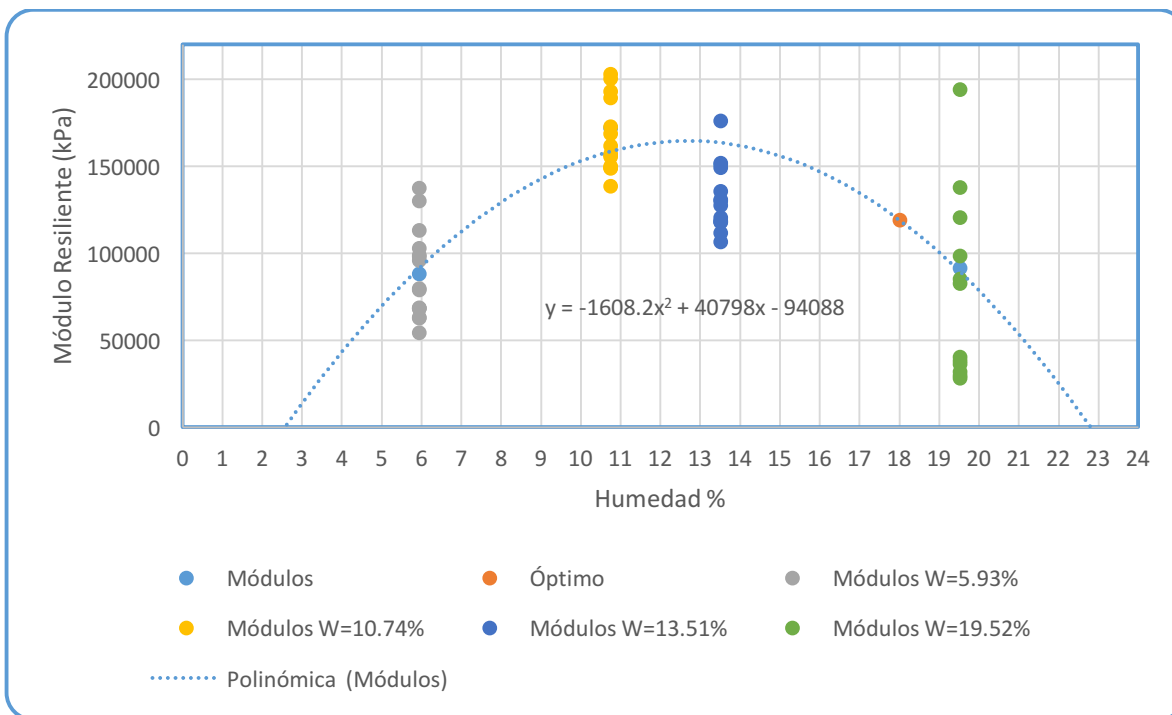


Figura 3.26 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Subrasante Etapa 2

3.4.4.5 Pruebas Realizadas Material Arcilla

Condiciones Iniciales

En la Tabla 3.12 y Tabla 3.13 se muestran las condiciones iniciales con las que se realizaron las secuencias de prueba para obtención del MR del material Arcilloso.

Tabla 3.12 Condiciones Iniciales Etapa 1

Etapa 1						
Prueba	Peso Volumétrico de campo (gr/cm3)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm3)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm3)
1	1.70	38.37	5	1.67	5.37	1.61
2			8	1.63	8.23	1.54
3			11	1.60	11	1.49
4			18	1.60	18	1.42
5			25	1.61	24.53	1.38

6			27.5	1.58	26.9	1.32
7			38	1.60	37.65	1.23
8			38.5	1.60	38.92	1.22
9			40	1.61	39.37	1.22

Tabla 3.13 Condiciones Iniciales Etapa 2

Etapa 2						
Prueba	Peso Volumétrico Seco de campo (gr/cm ³)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm ³)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm ³)
1	1.23	38.37	15	1.45	14.68	1.26
2			25	1.56	24.76	1.25
3			30	1.60	30.2	1.23
4			35.41	1.68	35.47	1.24

En la Figura 3.27 se puede observar la gran diferencia entre las etapas, como la primer etapa que es PVS variable va incrementando su densidad conforme se reduce la humedad.

Las muestras con un PVS constante de cálculo no varían notablemente a lo largo del eje de humedades. Sin embargo, físicamente en la constitución de la prueba es difícil alcanzar dicho Peso Volumétrico en el lado seco de la prueba Proctor.

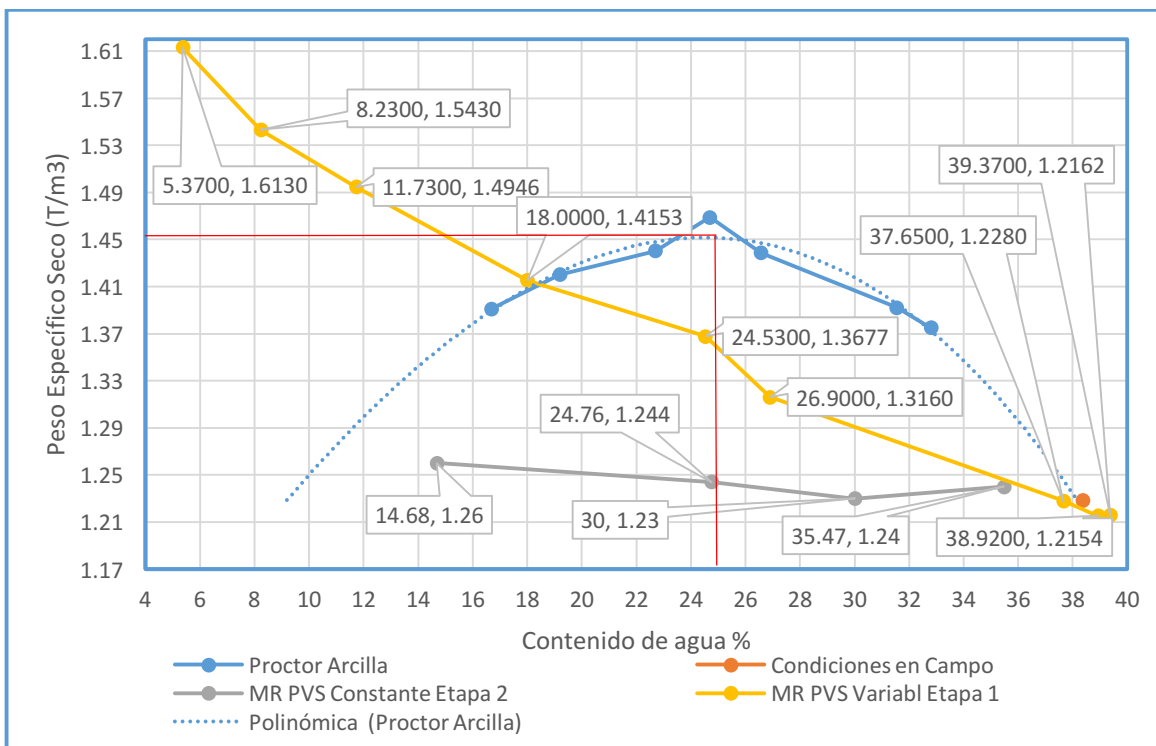


Figura 3.27 Gráfica de ubicación de los MR en el espacio Proctor

3.4.4.6 Resultados

Como primer fase de prueba de este material posee una estructura diferente respecto de los anteriores pero resistencias muy variables con respecto de su densidad. Con un PVS variable que involucra una compactación más alta y por tanto una densidad más alta, el material alcanza Módulos que van desde los 20,000 kPa hasta los 200,000 kPa (ver Figura 3.28), teniendo un máximo promedio en los 130,000 kPa, con una humedad que se aleja en gran medida de la óptima estipulada en la prueba Proctor, por lo que el material adquiere mayor resistencia a los impactos en la rama seca casi con un 10% menos de humedad respecto al óptimo.

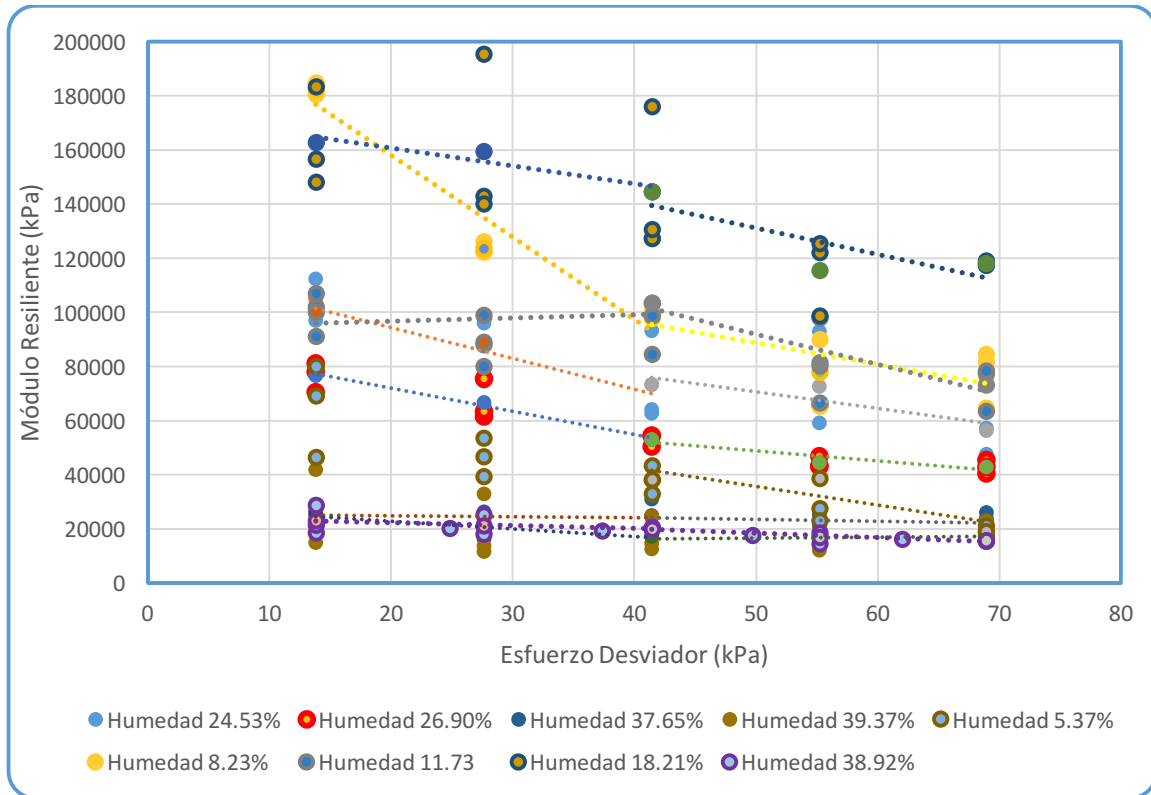


Figura 3.28. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 1

En la Figura 3.29 se aprecia un ajuste bastante acertado a los puntos promedio de los módulos donde el valor máximo está dado por una humedad de 16%, 8% menos que el óptimo Proctor, pero con un comportamiento uniforme y predictivo a lo largo del eje de humedades.

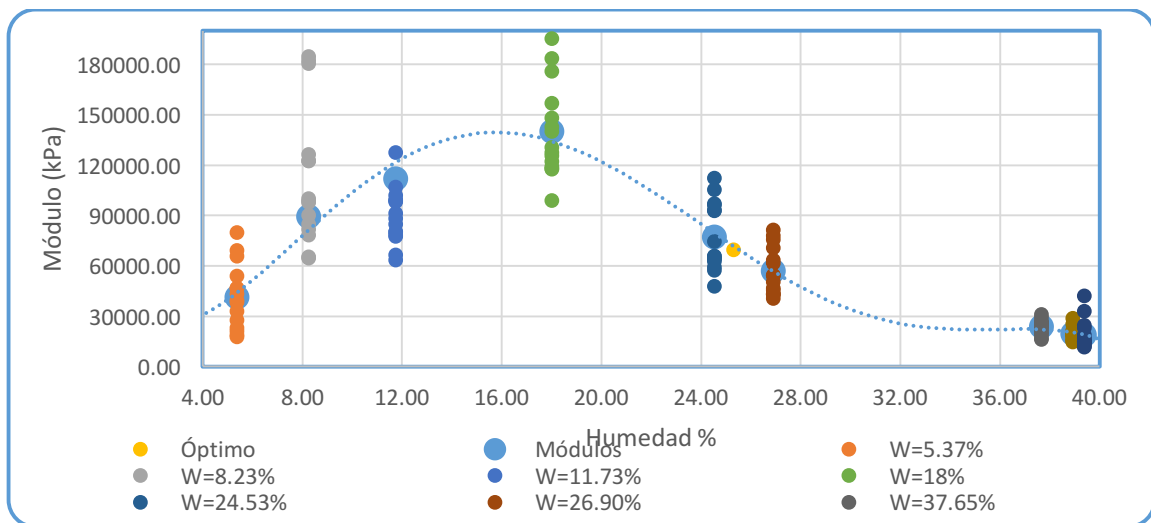


Figura 3.29. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 1

En la Etapa 2 el material (Ver Figura 3.30) se observa que sometido a un esfuerzo desviador bajo los MR alcanzan valores altos parecidos a la etapa anterior más sin embargo conforme el esfuerzo desviador incrementa, los MR decrecen considerablemente hasta valores de 20 000 kPa. Pero se observa que adoptan un patrón ordenado en el decremento, por lo que se infiere que este material no es confiable bajo estas condiciones a esfuerzos altos.

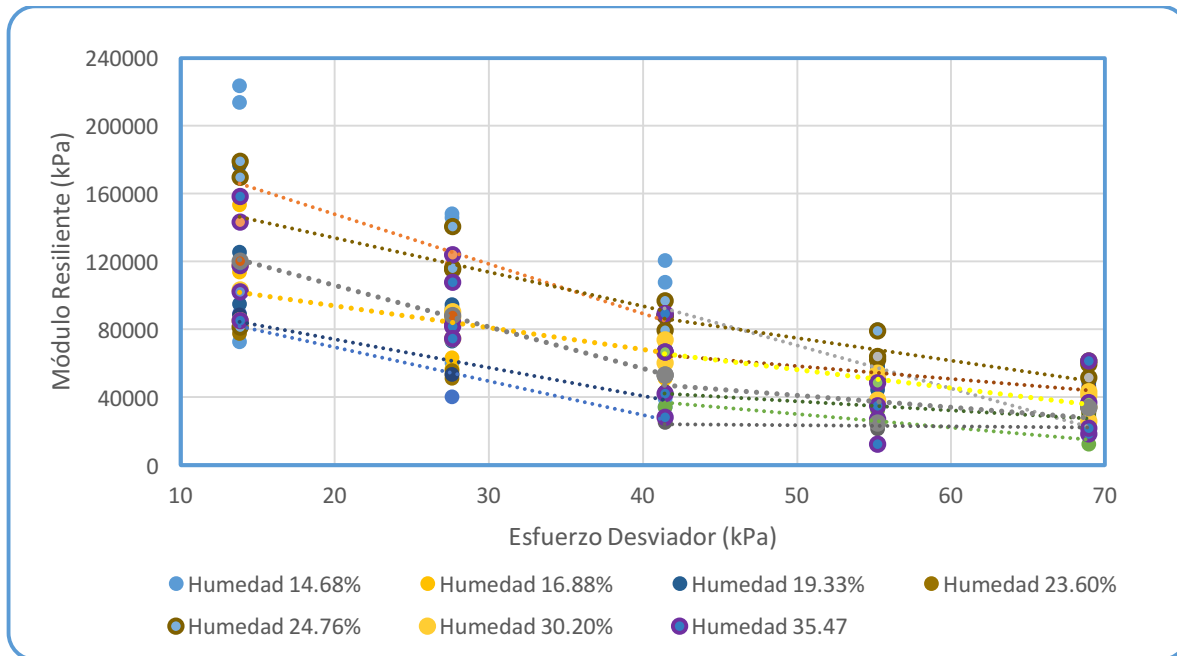


Figura 3.30 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 2

En la Figura 3.31 marca una tendencia con una variabilidad baja, pero con restricciones de humedad mayores que en la etapa anterior ya que por debajo del 10% la compactación no era suficiente ni la humedad para mantener una cohesión mínima que estabilizara el material y no se desmoronara al quitar el confinamiento del molde. El material alcanza MR para nada despreciables, pero como ya se sabe los materiales arcillosos son volumétricamente inestables con los cambios de humedad y temperatura cosa que no conviene en lo absoluto como material de uso en pavimentos a menos que lleve un proceso de estabilización.

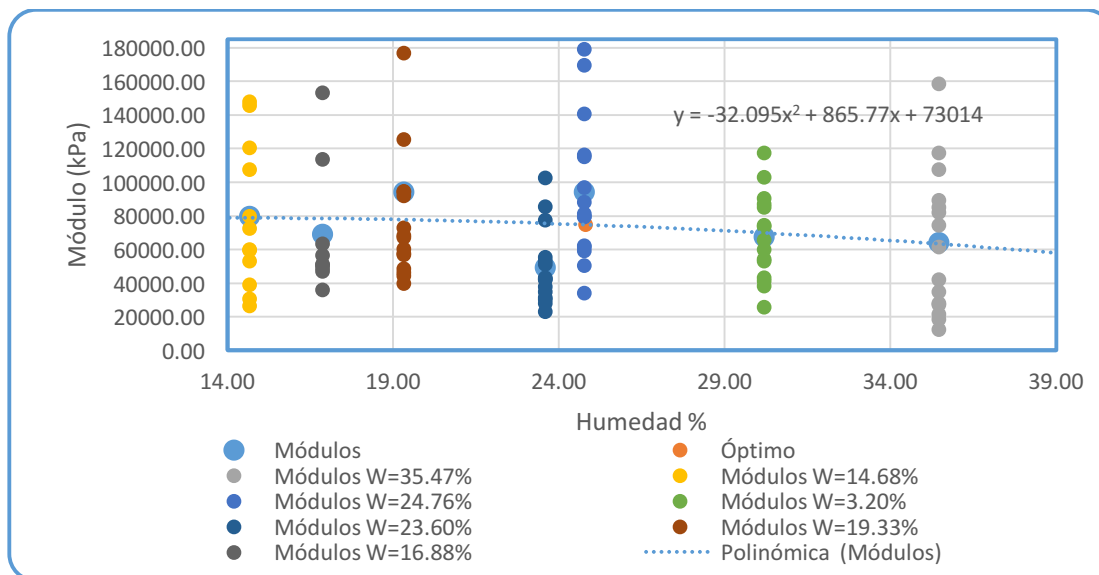


Figura 3.31 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Arcilla Etapa 2

3.4.4.7 Pruebas Realizadas Material Tepetate (Limo)

Condiciones Iniciales

En la Tabla 3.14 y Tabla 3.15 se muestran las condiciones iniciales con las que se realizaron las secuencias de prueba para obtención del MR del material de Limo.

Tabla 3.14 Condiciones Iniciales Etapa 1

Etapa 1						
Prueba	Peso Volumétrico de campo (gr/cm3)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm3)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm3)
1	1.71	37.34	5	1.63	4.93	1.6130
2			10	1.56	9.7	1.5430
3			15	1.48	15.2	1.4946
4			20	1.43	19.5	1.4153
5			25	1.37	24.9	1.3677
6			30	1.32	29.87	1.3160
7			31	1.3	31.6	1.2280
8			38	1.22	38.12	1.2154

9			40	1.22	40.2	1.2162
---	--	--	----	------	------	--------

Tabla 3.15 Condiciones Iniciales Etapa 2

Etapa 2						
Prueba	Peso Volumétrico Seco de campo (gr/cm3)	Humedad de campo (%)	Humedad propuesta para prueba (%)	Peso Volumétrico obtenido (gr/cm3)	Humedad de Prueba (%)	Peso Volumétrico Seco (gr/cm3)
1	1.24	37.34	18	1.47	17.96	1.25
2			22	1.52	22.05	1.25
3			25	1.56	24.84	1.25
4			28	1.57	27.88	1.23
5			31	1.64	30.89	1.25

La Figura 3.32 muestra la parábola de compactación y sus PVS en las 2 etapas de prueba. En la Etapa 1 el PVS increta considerablemente conforme baja el porcentaje de humedad ya que la energía de compactación es mayor al ser variable el peso del sólido (Ws) de la prueba de MR. En la segunda Etapa el PVS se mantuvo en un rango constante por así seguirlo según los lineamientos de la normativa AAHTO-307.

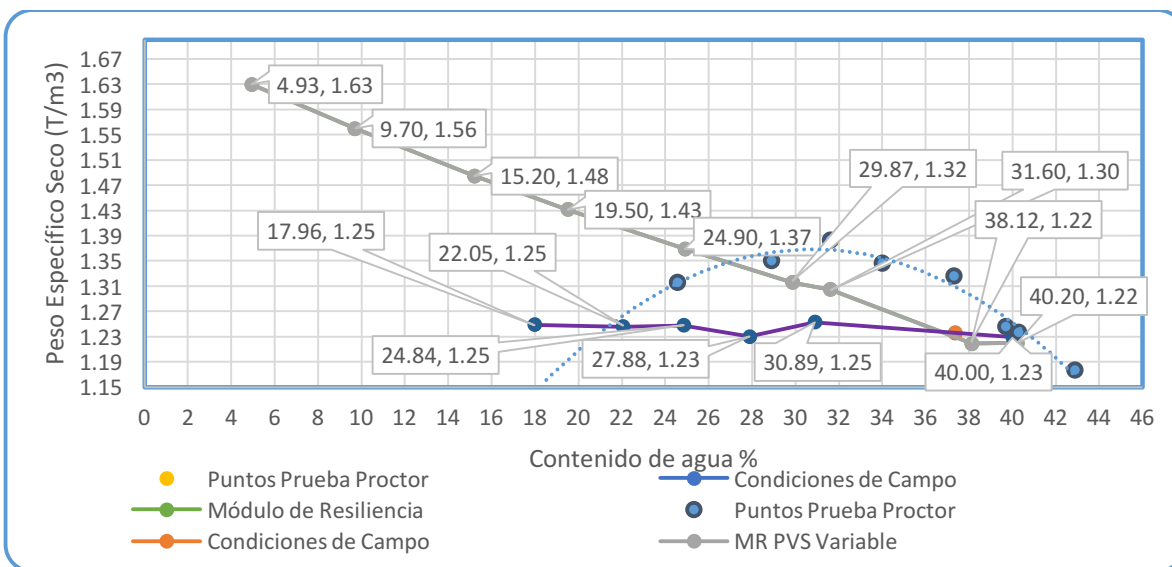


Figura 3.32 Gráfica de ubicación de los MR en el espacio Proctor

3.4.4.7.1 Resultados

Este material respondió de manera similar al material arcilloso, en cuanto se adhirió más agua el material fue perdiendo densidad adquiriendo una pendiente prácticamente uniforme de descenso esto para la Etapa 1, mientras que en la Etapa dos se pudo mantener con un rango poco variado el PVS aunque las pruebas estuvieron limitadas en gran medida debido al porcentaje de humedad ya que presentaban poca cohesión y se desmoronaban los especímenes con tan solo presionarlos con la mano.

En la Figura 3.33 se observa muy uniforme el resultado de MR respecto del esfuerzo desviador y deja ver que en humedades cercanas a la óptimo el material adquiere buena resistencia a los impactos.

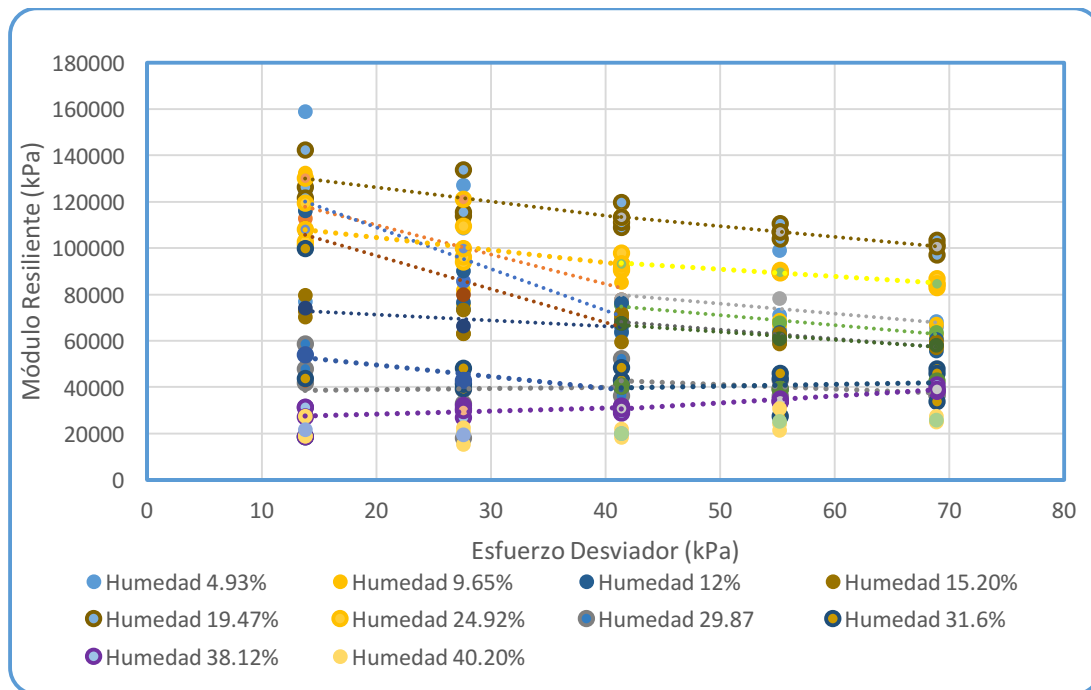


Figura 3.33 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 1

El la Figura 3.34 se puede observar de manera más simplificada lo antes dicho con excepción de la zona entre el 19% y 25% de humedad que alcanza valores más altos en el módulo.

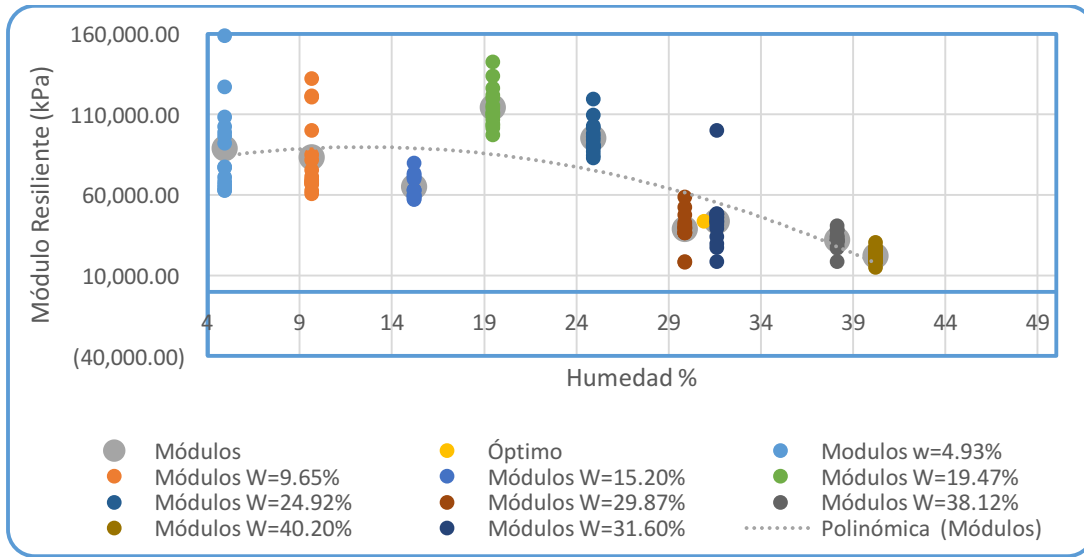


Figura 3.34. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 1

En esta segunda etapa el material muestra un tendencia uniforme con una pequeña discrepancia de aumento en cuanto pasa del 20% de humedad , aumenta el esfuerzo desviador y los Módulos de Resiliencia toman rangos definidos dependiendo de la humedad y peso volumétrico seco para cada caso.

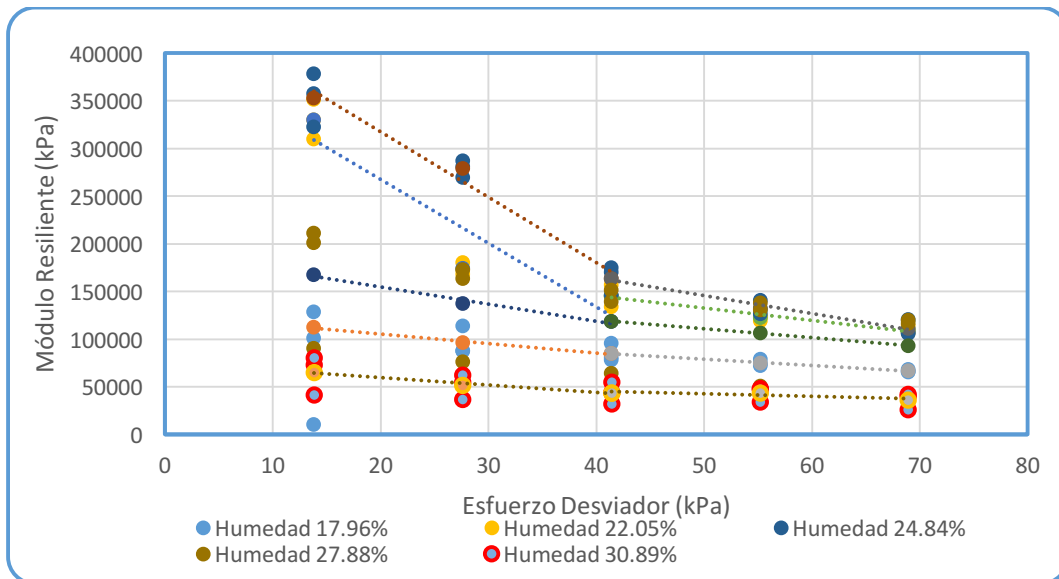


Figura 3.35. Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 2

En la Figura 3.36 se observa el material obtiene Módulos de Resiliencia más altos sobre todo en los rangos cercanos a la humedad óptima que van del 22% al 26%. Aunque el Peso

Volumétrico es constante el rango de humedad es más pequeño que el caso anterior, condición que le permite tener una mayor resistencia a los esfuerzos ya que a humedades menores al 15% el material está falto de cohesión entre sus partículas y falla en los primeros ciclos de carga y descarga, incluso maneja un rango menor de tolerancia respecto a humedades bajas que con la arcilla. Cabe mencionar que este material también es difícil de reproducir bajo estas condiciones con poca inclusión de agua a su masa.

Reflejado lo anterior este es un material hasta cierto punto confiable en los rangos cercanos a la humedad óptima del lado seco de la gráfica pero su límite líquido lo desecha por si sólo para ser usado naturalmente en procesos de pavimentación.

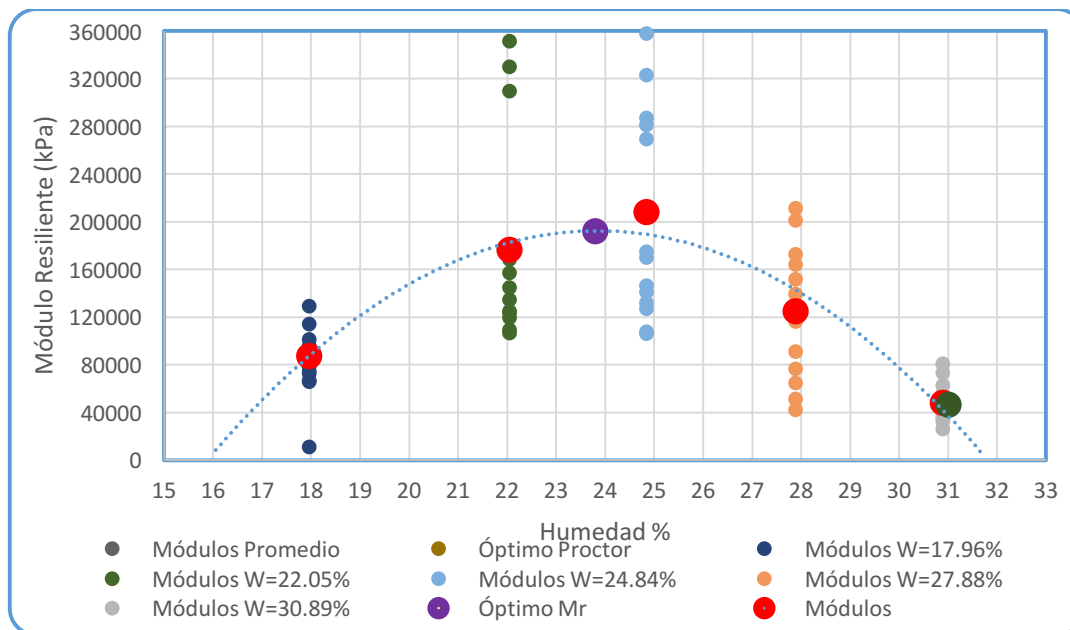


Figura 3.36 Líneas de tendencia de Módulo Resiliente Tepetate Etapa 2

3.4.5 Ajuste de Puntos de Módulo Resiliente

En los trabajos de investigación que tienen que ver con datos experimentales (Laboratorio) siempre habrá una discrepancia en los resultados obtenidos, ya que no siempre se obtiene lo que se espera. Siempre hay sorpresas representativas del comportamiento conforme se varían las condiciones de prueba, pero ayudan a comprender secuencias en el comportamiento de su estructura o simplemente que algo en el ensayo se está realizando de manera errónea. Es por eso que de buena manera es importante realizar un ordenamiento,

depurado y ajuste de los datos que puedan ser de mayor utilidad y desechar los que puedan causar ruido en el proceso de modelado.

Como se menciona en el apartado 2.2.9.1 la Guía AASHTO maneja su modelo de ajuste para suelos finos y suelos gruesos del cual se tomó en cuenta y se presenta en concreto los resultados.

Se puede observar en la en la mayoría de las figuras de la Etapa 1 un ajuste más o menos favorable debido a que son compactaciones mayores a las de la norma AASHTO-307, más sin embargo en lo que respecta a la mayoría de la Etapa 2 se ajustan muy poco sobre todo los puntos con humedades bajas son los que más se desajustan ya que tienen un caída de resistencia muy prolongada verticalmente.

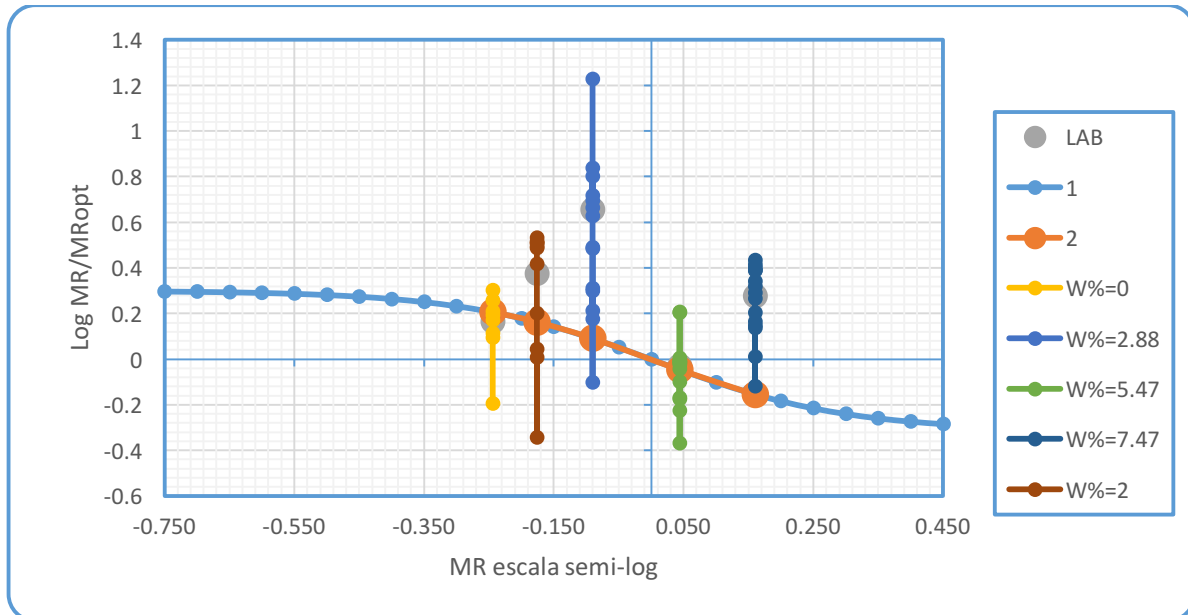


Figura 3.37 Ajuste para base AASHTO Etapa 1 de pruebas

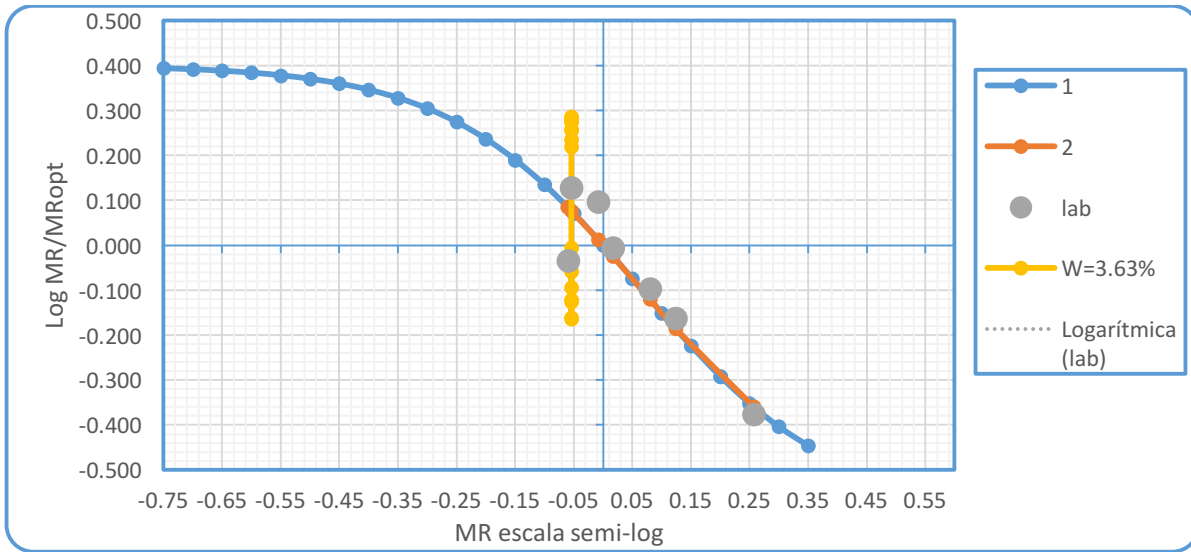


Figura 3.38 Ajuste para base AASHTO Etapa 2 de pruebas

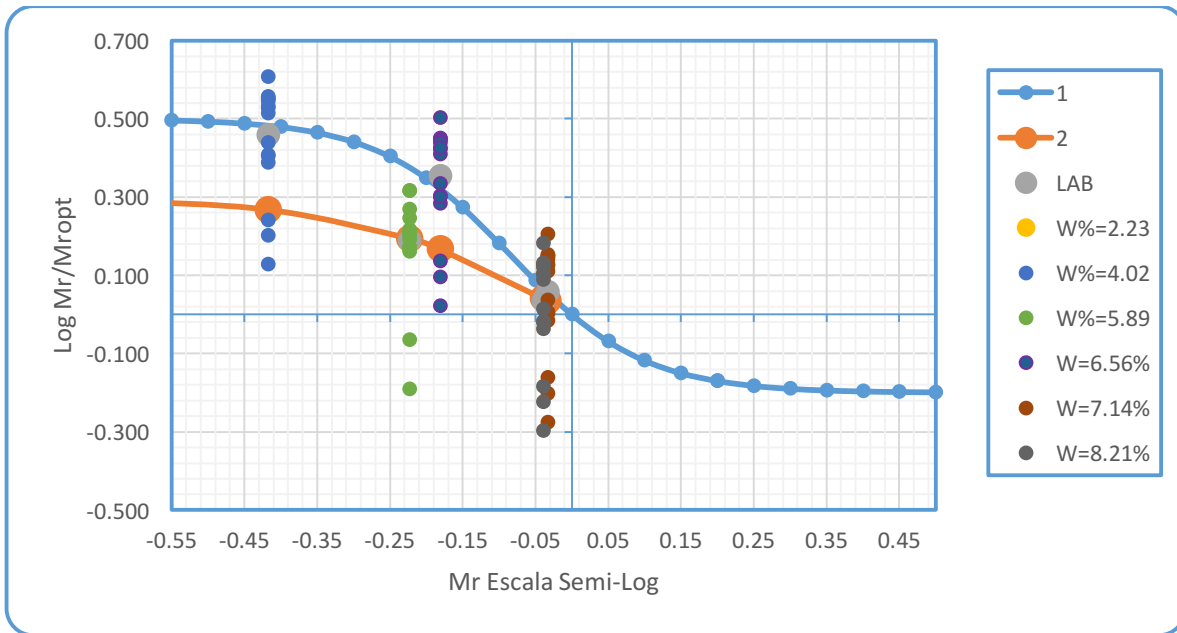


Figura 3.39 Ajuste para Filtro AASHTO Etapa 1

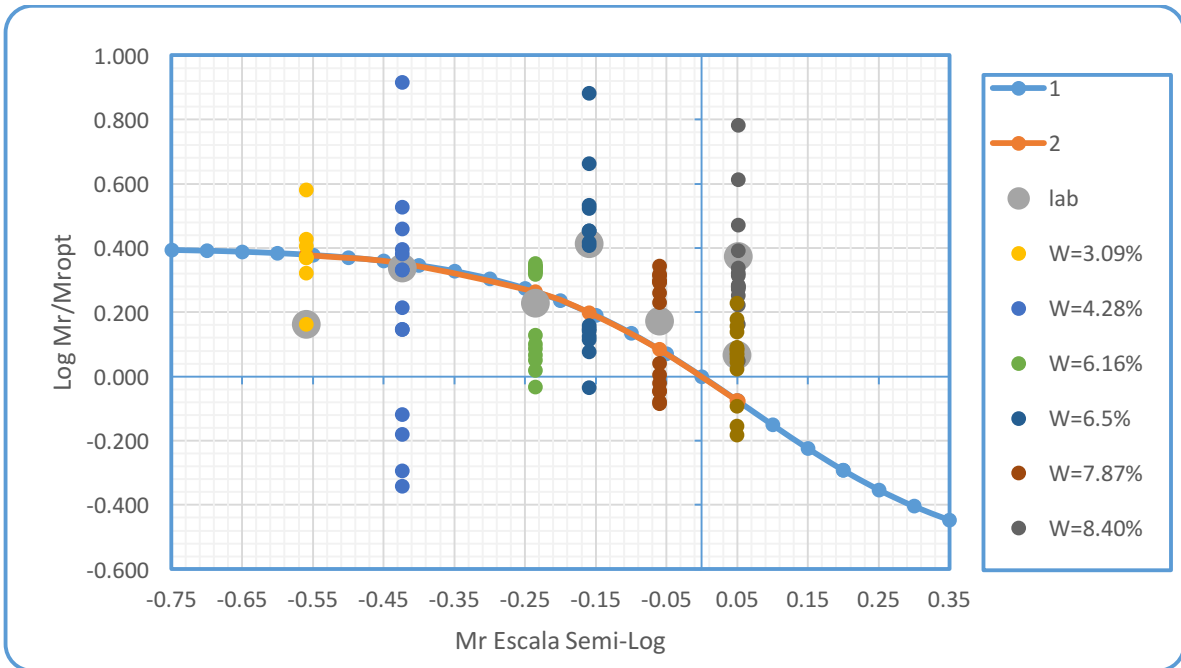


Figura 3.40 Ajuste para Filtro AASHTO Etapa 2

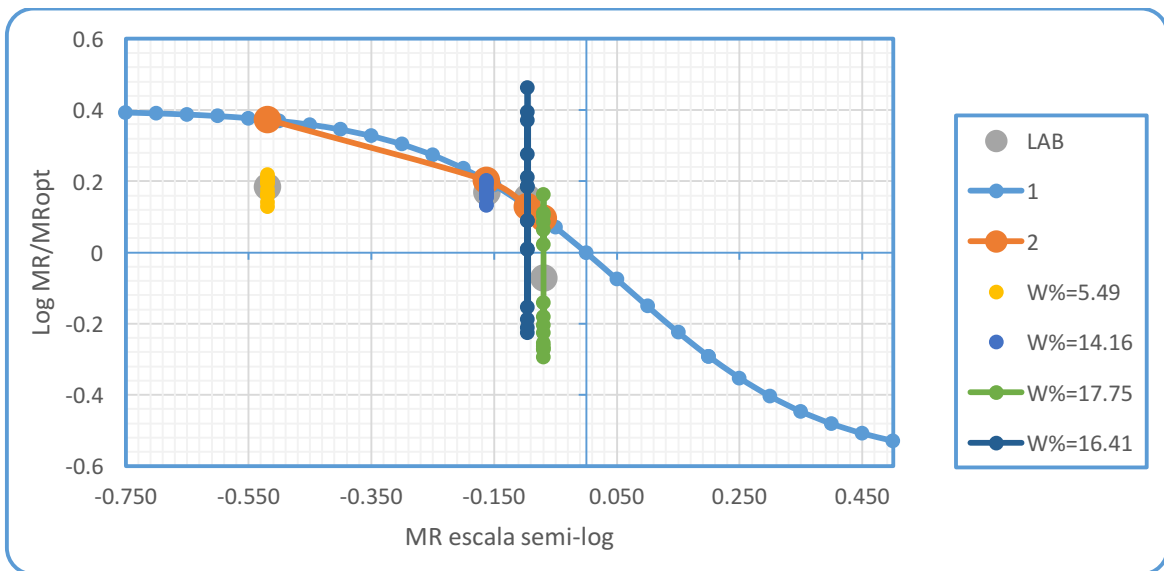


Figura 3.41 Ajuste para Subrasante AASHTO Etapa 1

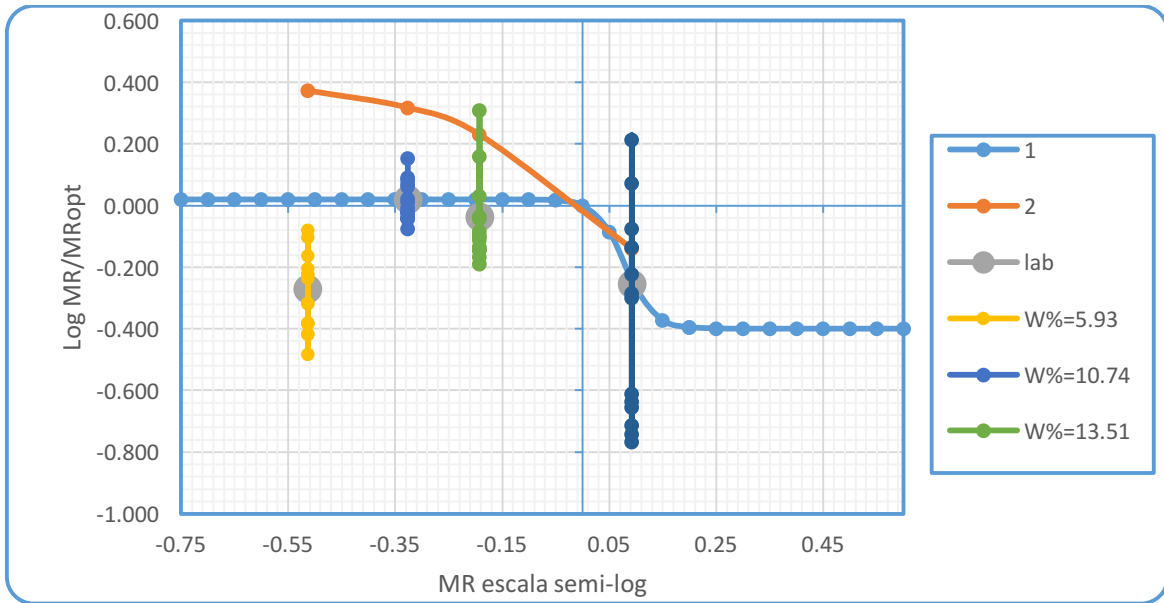


Figura 3.42 Ajuste Para Subrasante AASHTO Etapa 2

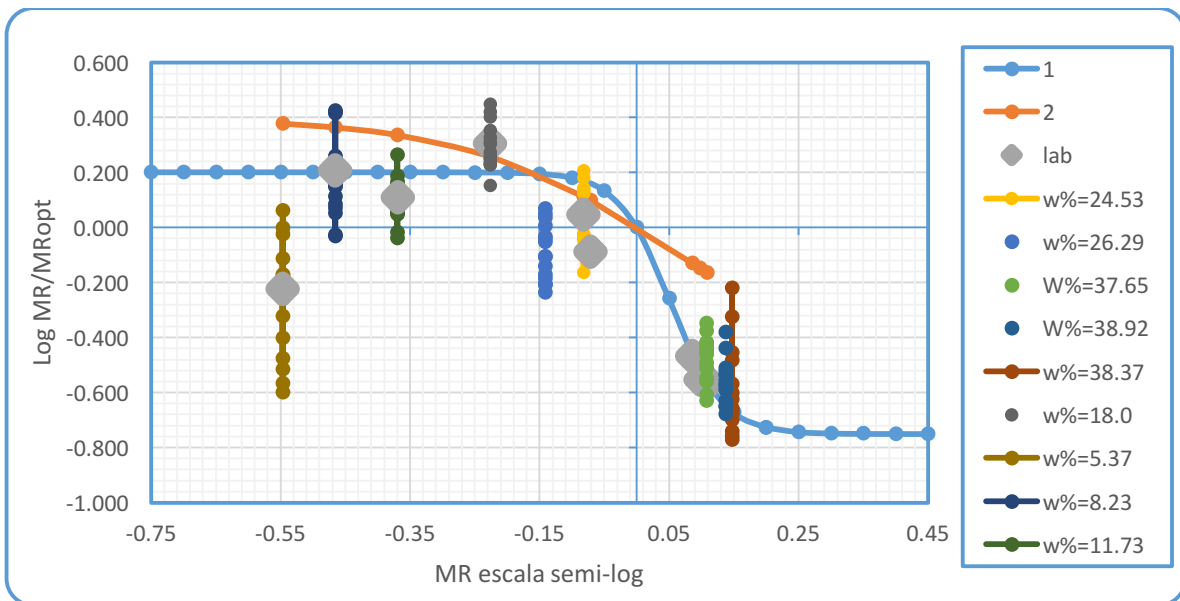


Figura 3.43 Ajuste para Arcilla AASHTO Etapa 1

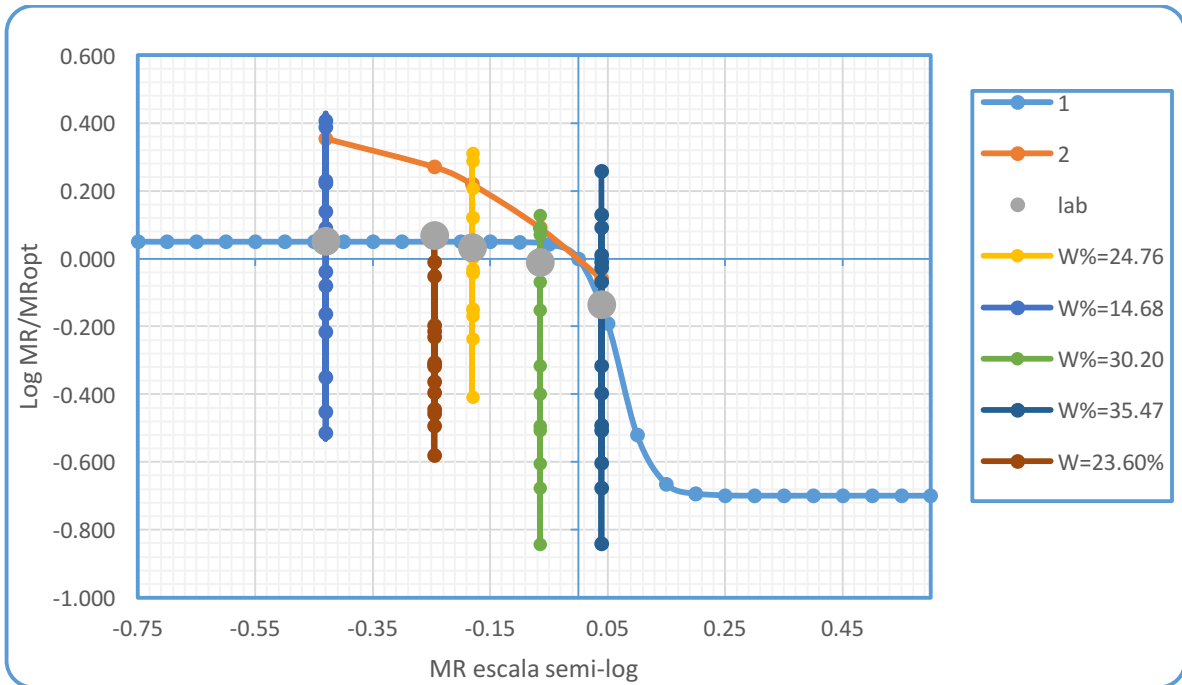


Figura 3.44 Ajuste para Arcilla AASHTO Etapa 2

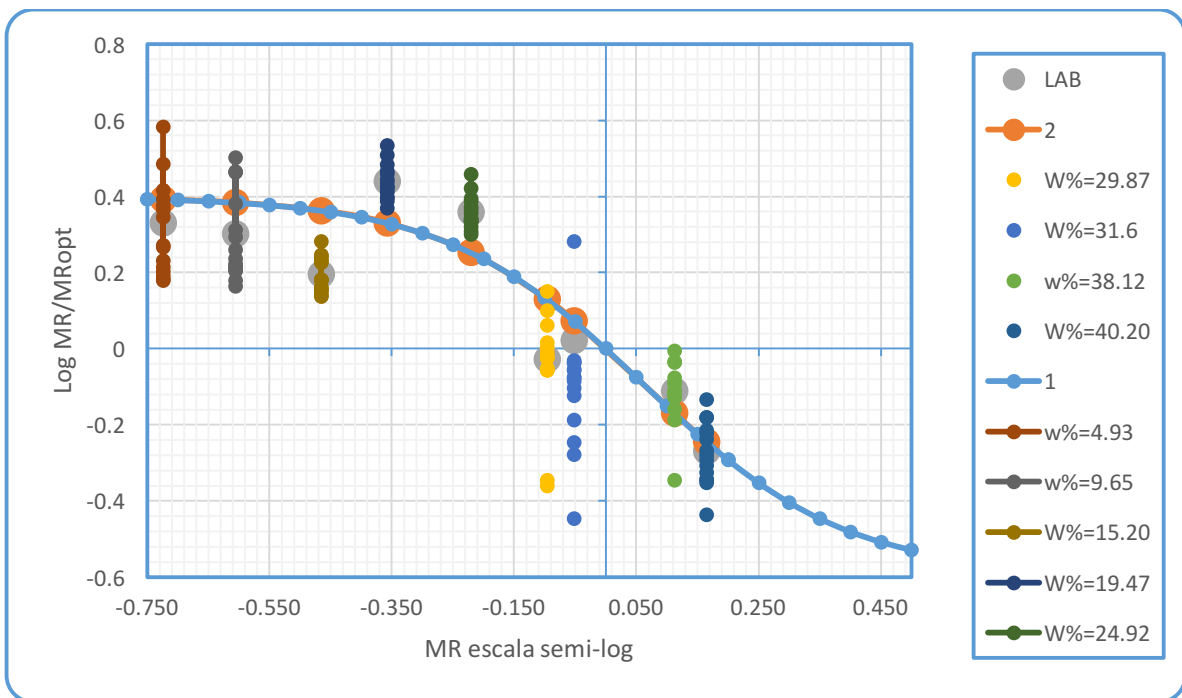


Figura 3.45 Ajuste para Tepetate AASHTO Etapa 1

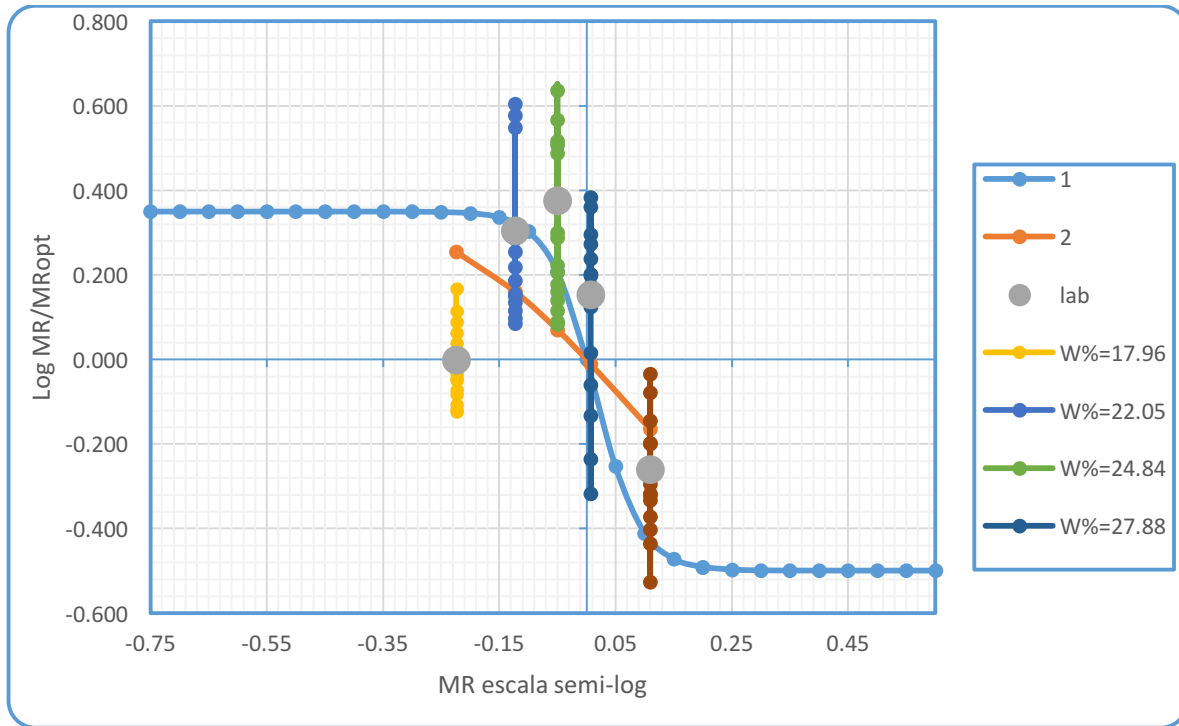


Figura 3.46 Ajuste para Tepetate AASHTO Etapa 2

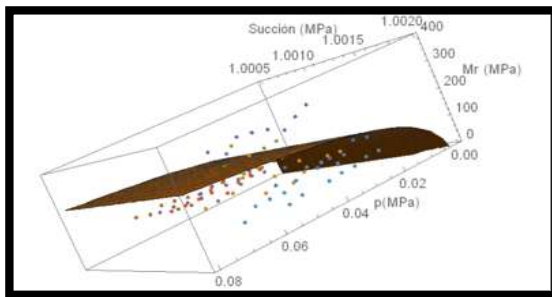
Ya que para este caso de estudio no se ajustaron favorablemente los puntos de las pruebas de MR en el modelo AASHTO se optó por realizar el ajuste mediante la ecuación de superficie mencionada en el apartado 2.2.9.2.

Entonces tomando como base la ecuación de superficie del apartado 2.2.9.2 y con ayuda del programa mathematica se mueven los valores internos de la misma hasta encontrar un acomodo ideal entre la nube de datos y la figura, como se muestran a continuación las gráficas de ajuste para cada material en tres dimensiones, en las cuales influye los ejes de MR (eje Y), Succión (eje Z), P Esfuerzo Total (Eje X) (CODEBRIGHT, 2017). La Ec. 20 es el ajuste logrado y en la Tabla 21 se muestran los valores utilizados para cada suelo.

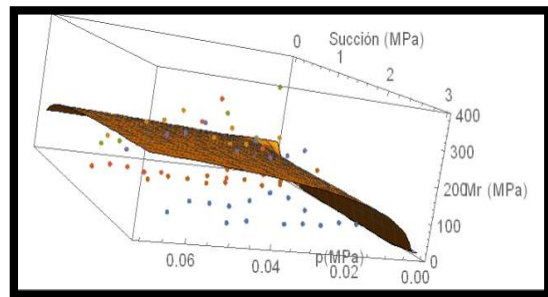
$$Mr = V1 + a1 \text{Log}[p] + \text{Log} \left[\frac{s+0.1}{0.1} \right] + a3 \left[\text{Log}[p] \text{Log} \left[\frac{s+0.1}{0.1} \right] \right] \text{Ec. 3.1}$$

Tabla 3.16. Parametros de ecuación de superficie

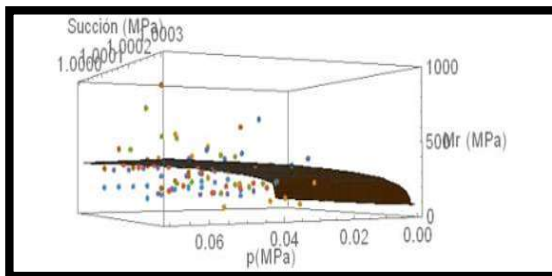
Suelo	v1	a1	a2	a3	P Esfuerzo Total (MPa)	S (succión) MPa
Base	125	10.4	115	22	0-0.08	1.0005-1.002
Subrasante	120	1	62	14	0.0002-0.07	0-3
Filtro	350	45	85	8	0-0.07	1-1.0003
Arcilla	0	5.76	8.2	0	0.0001-0.07	0.1-35
Tepetate	0	12	12	0	0.0001-0.07	0-15



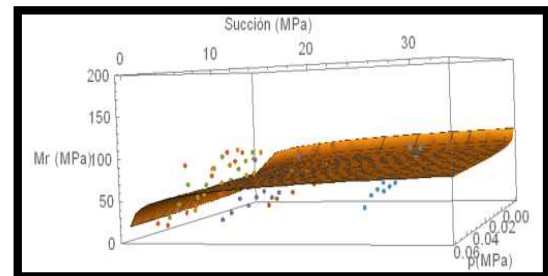
a)



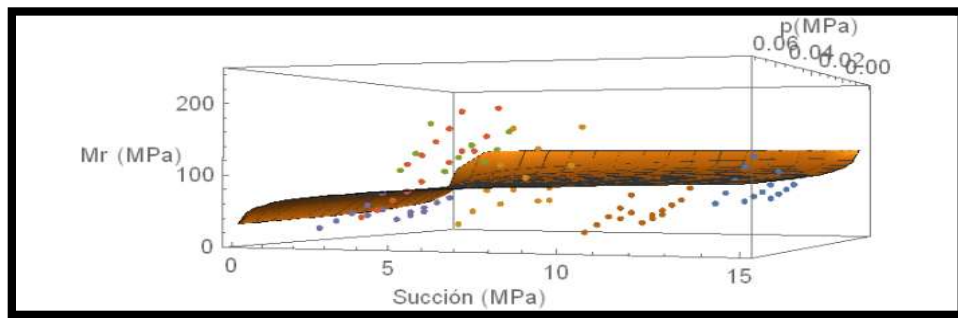
b)



c)



d)



e)

Figura 3.47 Ajuste de punto de prueba MR. a) Base. b) Subrasante. c) Filtro. d) Arcilla. e) Tepetate

3.5 Condiciones climáticas.

Dado que ésta investigación hace énfasis principalmente en las condiciones de humedad que afecta en gran medida los materiales cualesquiera que sean, es necesario saber y conocer la zona en la que se encuentra el tramo de estudio. ¿Qué pasa en su entorno atmosférico?, ¿Cuánta precipitación se tiene al año?, ¿cuales son los meses más desfavorables del año?, así como que años se ha tenido una avenida extraordinaria que pueda afectar el entorno de manera drástica.

Para esto se utilizará un método conocido en gran medida por los ingenieros del área de recursos hídricos llamado Método de Thornthwaite para evaluar el clima en un área particular (Fredlund, 2012).

Por lo que se aplicará la fórmula siguiente:

$$Im = 100 \left(\frac{P}{PE} - 1 \right)$$

Donde:

Im = índice de humedad

P = Precipitación en mm/año

PE = Total anual del potencial de Evapotranspiración

Para obtener PE es necesario hacer un análisis mensual con las temperaturas medias del lugar y después un promedio para obtener la media anual por lo que se lleva a utilizar la siguiente expresión:

$$PEm = 16 \left(\frac{10Ta}{I} \right)^{at}$$

Donde:

PEm = Potencial de evaporación mensual (mm/mes)

Ta = Temperatura media del aire, °C

I = Promedio de la suma de los doce meses con la función $(Ta/5)^{1.514}$

at = Función compleja dependiente de *I*.

Para esto se ha realizado una tabla con los valores correspondientes que alimentan la ecuación (Ver Tabla 3.17).

Tabla 3.17 analisis mensual de valores de Evaporación

MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	PROMEDIO
Ta	14.5	15.8	18.1	20.3	21.2	20.9	19.4	19.4	19.1	18	16.5	15	18.18
l	5.013	5.709	7.013	8.343	8.909	8.719	7.789	7.789	7.608	6.954	6.096	5.277	7.10
at	0.580	0.592	0.614	0.636	0.646	0.643	0.627	0.627	0.624	0.613	0.598	0.584	0.62
Pem	112.587	114.174	117.738	121.965	123.910	123.248	120.144	120.144	119.565	117.564	115.161	113.158	118.28

La temperatura media se obtuvo de una estación meteorológica en la ciudad de Morelia, perteneciente a la base de datos climáticos de CONAGUA, gracias a esos datos se ha podido obtener el Potencial de Evaporación mensual en mm/mes para obtener así el índice de humedad (Ver Tabla 3.18).

Tabla 3.18 Precipitación en la Zona

PRECIPITACIÓN (P)	POTENCIAL DE EVAPOTRANSPIRACIÓN (mm/mes)	Im
803.6	118.28	579.41

El índice de humedad es mayor a 100 por lo que se encuentra en una categoría de alta humedad según la Tabla 3.19.

Tabla 3.19 Categorías de Clima

Categoría de Clima
> 100 Muy Húmedo
20–100 Húmedo
0–20 Húmedo Húmedo
–33–0 Seco Subhúmedo
–67 to –33 Semiárido
–100 to –67 Árido

3.5.1 Estimación de un tirante máximo

Es de suma importancia para esta investigación saber o estimar el tirante máximo al que ha llegado el nivel de agua en la zona de estudio. El objetivo es ver como se infiltra el agua a través de las capas de los materiales en una avenida máxima que puede darse en un

año con precipitaciones elevadas y estudiar así los cambios de esfuerzos y deformaciones que se provocan en la estructura del pavimento.

Como valor de referencia se puede observar en campo las marcas que han dejado las avenidas en los últimos años, las cuales son claras y concisas del nivel que puede llegar a alcanzar el tirante en un evento extraordinario, por lo cual la medida máxima en metros es de 2.87 m tomando como referencia el fondo del río según la sección dibujada anteriormente.

De acuerdo con un estudio realizado por el departamento del área de Hidráulica de la UMSNH, cuando ocurre una avenida extraordinaria, el nivel de agua en el río Chiquito llega a su máxima capacidad en un lapso de dos horas, y recupera su nivel original después del acontecimiento en un lapso de seis horas. Este dato es de gran importancia para la etapa de modelación.

4. MODELACIÓN NUMÉRICA

Se ha llegado a la etapa donde la recopilación de toda la información antes mencionada es utilizada con el fin de simular para tener una percepción más específica, concisa y clara de lo que pasa en realidad y que puede llegar a pasar y no vemos a simple vista en las capas del pavimento. En este apartado se manejan parámetros que nos ayudan a modelar el flujo de agua en el tiempo a través de las capas de material. Tanto el que se da por cuestiones relacionadas al nivel freático de la zona y la variación del nivel dado por el incremento o decremento del tirante de agua presente en el río chiquito de acuerdo con la estación del año en que se encuentre, como el supuesto a causa de una avenida extraordinaria en la zona.

En este análisis se establecieron tres modelos; el primero un caso mecánico en el cual se observa el comportamiento del material por peso propio y una carga establecida en ejes equivalentes por influencia de un camión tipo C2. El segundo caso, un análisis hidráulico en el tiempo acerca del comportamiento del material dada una inyección de agua que asemeja el incremento del tirante en el área hidráulica hasta el nivel antes de desbordarse. Por último, un caso hidromecánico en el que se combinan los dos casos anteriores y que realmente es el caso que culmina en el comportamiento existente en la zona de estudio.

Para llevar a cabo la modelación de flujo se ha utilizado el programa GID en su plataforma específica para este tipo de análisis CODE BRIGHT. En él cual se ha implementado el perfil correspondiente de la zona de estudio ubicado en el apartado 3.3 Perfil de campo presentándose como sigue:

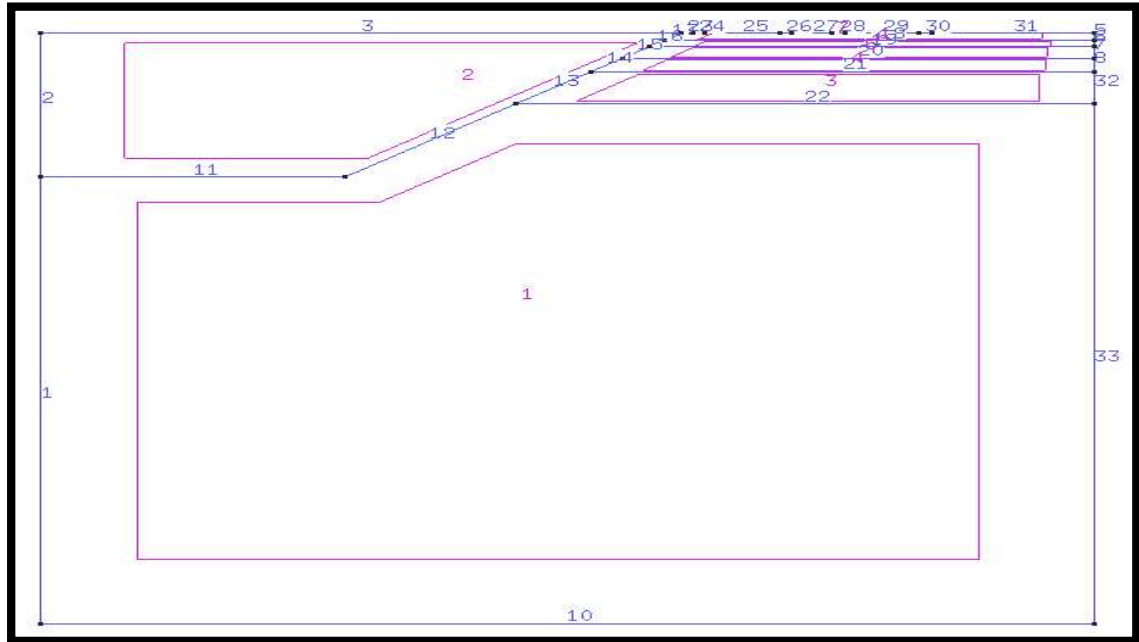


Figura 4.1 Perfil en CODE BRIGHT

El programa se ha alimentado con los datos básicos correspondientes a las condiciones obtenidas de la caracterización del suelo, que se han estipulado en los capítulos anteriores.

4.1 Caso 1 (Mecánico)

La etapa de modelación fue una etapa complicada ya que se manejó la plataforma CODEBRIGHT la cual se tuvo un poco de dificultad en cuanto se comprendió el manejo de la interfaz. En primera instancia y por razón de comenzar una modelación sencilla se manejó el perfil de los materiales aplicando una carga equivalente a la presión (0.5687 MPa) ejercida por un camión tipo C2 (ya que este es el que más daño causa al pavimento), en un intervalo de tiempo, observando la distribución de esfuerzos a lo largo de la masa de suelo.

4.1.1 Condiciones Iniciales

En la Tabla 4.1 se muestran los parámetros necesarios con los que se llevó acabo la simulación. En primera instancia los materiales utilizados, la solución de la ecuación en la que se basa el programa para un caso mecánico únicamente, el módulo de Young se tomó del promedio de los Módulos Resilientes obtenidos en el apartado 3.4.4 y la relación de Poisson se estimó mediante la literatura en el valor que más se le ajusta al tipo de material.

Tabla 4.1 Condiciones Generales para los materiales

Ec. De Solución	Materiales	Elasticidad Lineal	
		Módulo de Young (MPa)	Relación de Poisson
Balance de masa de agua (Presión de Líquido Desconocida), Desplazamiento	Losa	28 000	0.18
	Base	220.5	0.4
	Subrasante	119.22	0.4
	Filtro	316.66	0.4
	Arcilla	87.42	0.4
	Limo	50	0.35
	Agua	5	0.49

4.1.2 Intervalo 1

Se manejaron dos intervalos para este caso, con el fin de que el material se estabilizara en primera instancia con la carga que genera el peso propio del perfil de suelo y en el intervalo dos aplicando cargas equivalentes a la presión que ejerce el camión tipo C2. En la Tabla 4.2 se muestran las condiciones de contorno con la que se cuenta limitada la masa de suelo, fijada lateralmente según sea su eje (límites laterales fijados en el eje X y límites horizontales fijados en el eje Y), en la Figura 4.2 se puede observar de manera más concisa las restricciones antes mencionadas.

Ya que este es un caso solo mecánico no se incluye flujo de agua a través de la masa de suelo, razón por la que los espacios en flujo zona base se encuentran sin valor alguno.

Tabla 4.2 Condiciones de Contorno

Condiciones de contorno						
Desplazamiento de Fuerzas				Flujo en zona Base		
x	y	Carga Vertical	Línea	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido	Incremento de Presión del Líquido Prescrita
Empotrado	Empotrado	0	-	-	-	-
Empotrado	Empotrado		-	-	-	-
Empotrado	Empotrado		-	-	-	-

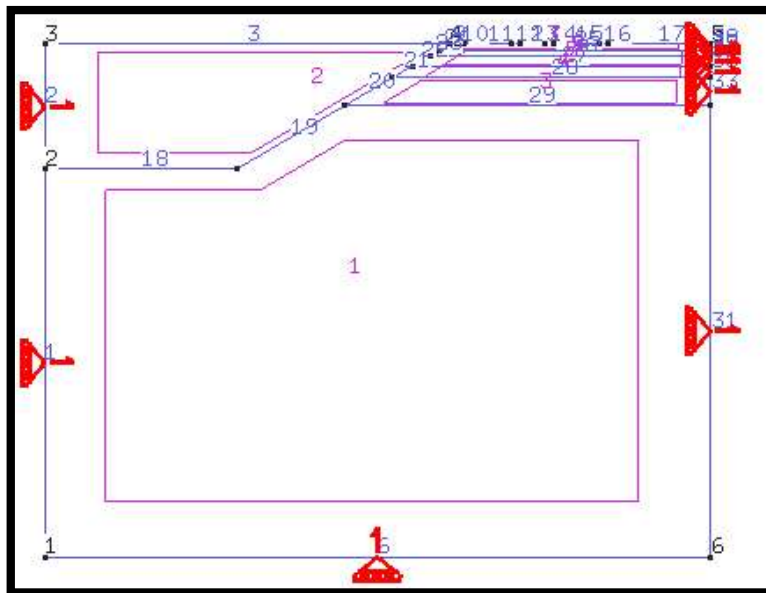


Figura 4.2 Restricción de límites de la masa de suelo

En la Tabla 4.3 no se consideran condiciones iniciales de presiones de flujo en los límites, pero en las condiciones de superficie se considera 0 y están dadas de alta con ese valor. Las porosidades están calculadas de igual manera para cada material y necesarias en todos los casos.

Tabla 4.3 Condiciones de flujo en contorno y superficie

Incógnitas Iniciales			Condiciones de Superficie		
Material	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Tensión Inicial
Losa	-	-	-	0.3	0
Base	-	-	-	0.26	0
Subrasante	-	-	-	0.612	0
Filtro	-	-	-	0.308	0
Arcilla	-	-	-	0.54	0
Limo	-	-	-	0.493	0
Agua	-	-	-	0.9	0

4.1.3 Intervalo 2

En la Tabla 4.4 se muestran las condiciones para el intervalo numero dos la única diferencia con el intervalo anterior es que se aplica la carga ya antes mencionada.

Tabla 4.4 Condiciones de contorno

Condiciones de contorno						
Desplazamiento de Fuerzas		Flujo en zona Base				
x	y	Carga Vertical	Línea	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido	Incremento de Presión del Líquido Prescrita
Empotrado	Empotrado	0.5687	-	-	-	-
Empotrado	Empotrado		-	-	-	-
Empotrado	Empotrado		-	-	-	-

Las condiciones de la Tabla 4.5 son las mismas de la tabla 25.

Tabla 4.5 Condiciones de Flujo en Contorno y Superficie

Incógnitas Iniciales			Condiciones de Superficie		
Material	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Esfuerzo Inicial
Losa	0	0	0	0.3	0
Base	0	0	0	0.26	0
Subrasante	0	0	0	0.612	0
Filtro	0	0	0	0.308	0
Arcilla	0	0	0	0.54	0
Limo	0	0	0	0.493	0
Agua	0	0	0	0.9	0

En la Figura 4.3 se muestra la forma en que se enmalla el perfil para su correcta simulación, se observa que en las capas de pavimento se densificó la malla ya que es la zona de mayor interés, en los espacios restantes es más abierta ya que con esto se logra una velocidad de procesamiento mayor y se disminuyen los posibles errores en la secuencia de cálculo.

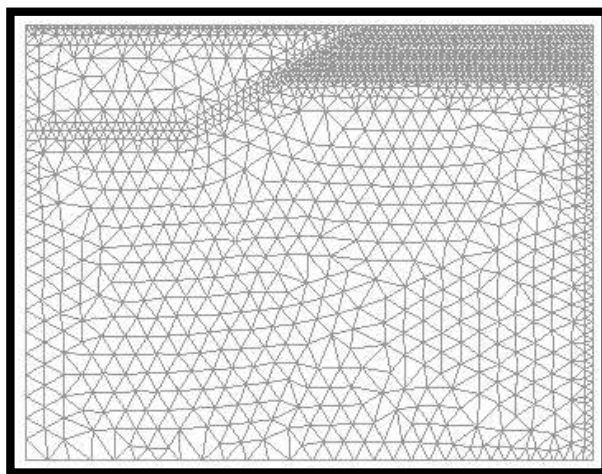


Figura 4.3 Malla de simulación Mecánica

En la Figura 4.4 se muestra la culminación del proceso de simulación de este caso. En la Figura 4.4 A se da a conocer el intervalo 1 que representa el equilibrio geostático del material donde por razones de gravedad y por consiguiente del peso propio, la presión mayor se encuentra en la parte inferior que es la parte azul, por lo cual es satisfactorio y lógico el resultado al igual. En la Figura 4.4 B donde se presenta el intervalo número dos que representa la presión ejercida por las cargas del camión tipo C2, y claramente se observa un aumento de presión en dicha zona quedando bien representado el contacto del pavimento y la ubicación de las llantas, con lo que se toman los datos de los esfuerzos que se realizan al ser sometida la masa de suelo ante las condiciones antes mencionadas.

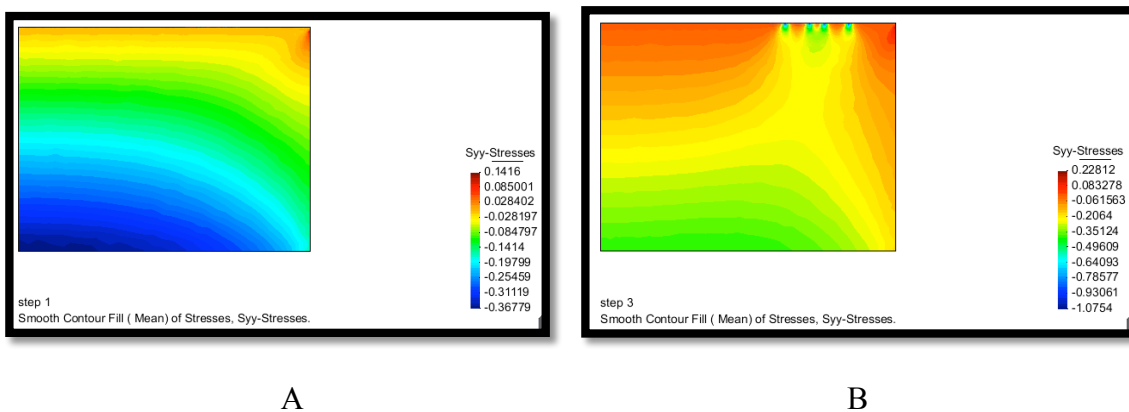


Figura 4.4. Simulación Mecánica. A) Tiempo 0 h. B) Tiempo 2 h

4.2 Caso 2 (Hidráulico)

Para este caso se toma solo en cuenta el flujo de agua a través del perfil establecido en tres etapas donde el tirante del río llega a su máxima capacidad y regresa a su mínima para así poder tener datos de comportamiento bajo estas condiciones y poder pasar a la siguiente fase de modelado.

Cabe mencionar que es un análisis en el tiempo en el que en una avenida máxima extraordinaria el tirante llega a su máximo nivel en un lapso de 2 horas y retoma su nivel base en un lapso de 6 horas aproximadamente.

4.2.1 Condiciones Iniciales del modelo

En la Tabla 4.6 se muestran los parámetros utilizados, primero que nada la ecuación de solución en base al balance de masa de agua, la curva característica de la cual se realizó una conversión de los datos obtenidos en el apartado 0 del método de Zapata (1990) citado por Fredlund y Xing al método de Van Genuchten que es con el que está programado el

CODEBRIGHT, el mismo caso es con la permeabilidad saturada se hizo una equivalencia en términos de permeabilidad Intrínseca.

Tabla 4.6 Condiciones Generales para los materiales

Ec. De Solución	Materiales	Curva de Retención Van Genuchten					
		P0	Sigma 0 (superficie de Tensión N/m)	Lambda (Función de Forma para curva de retención)	Saturación Máxima	Permeabilidad Intrínseca	Permeabilidad Relativa fase Líquida
Balance de masa de agua (Presión de Líquido Desconocida)	Losa	0	0	0	0	1.00E-16	0
	Base	3.5E-05	0.072	0.48	1	3.08E-11	0.048
	Subrasante	0.0015	0.072	0.202	1	3.14E-11	0.202
	Filtro	0.00015	0.072	0.6	1	1.20E-10	0.6
	Arcilla	0.048	0.072	0.191	1	3.96E-15	0.191
	Limo	0.026	0.072	0.189	1	9.54E-14	0.189
	Agua	0.001	0.072	0.33	1	1.00E-10	

4.2.2 Intervalo 1

Para este caso no son necesarias las condiciones de contorno mecánicas, ya que es flujo de agua ascendente y descendente a través de la masa de suelo. Sin embargo, se tiene una presión del líquido de 0.148 MPa establecida en la base del perfil que es la línea 24 de color azul mostrada en la Figura 4.5, que representa la presión del líquido efectuada por la altura multiplicada por el peso específico del agua y convertida en MPa.

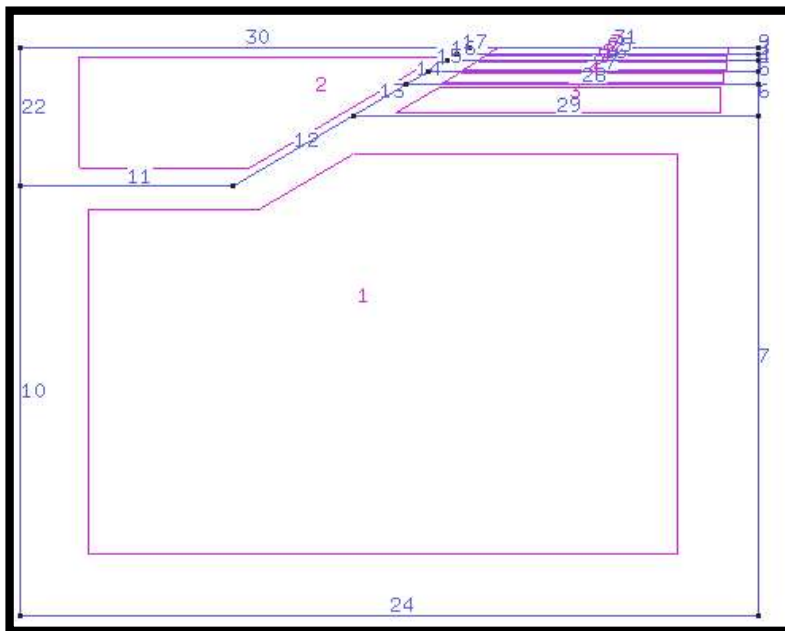


Figura 4.5. Perfil de Análisis Caso Hidráulico

Tabla 4.7. Condiciones de Contorno

Condiciones de contorno			
Desplazamiento de Fuerzas		Flujo en zona Base	
x	y	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido
0	0	0.148	1.00E+05

En el caso de las condiciones de flujo, se muestra en la Tabla 4.8 los valores asociados a las presiones iniciales dadas en el arrastre del río y la altura de la superficie del pavimento para cada material, variado solo en el limo por la altura de material que este representa y los valores tomados para el agua que están por default. Las porosidades que ya se explicó anteriormente que se mantienen constantes a lo largo de todas las modelaciones.

Tabla 4.8 Condiciones de flujo en contorno y superficie. Intervalo 1

Incógnitas Iniciales				Porosidad Inicial	Tensión Inicial
Material	PI (MPa)	PI-Punto Final (MPa)	Punto Final en Y		
Losa	-0.0015	0	0	0.3	0
Base	-0.0015	0	0	0.26	0
Subrasante	-0.0015	0	0	0.612	0
Filtro	-0.0015	0	0	0.308	0
Arcilla	-0.0015	0	0	0.54	0
Limo	0.148	-0.0242	15.129	0.493	0
Agua	-0.048	0	0	0.9	0

4.2.3 Intervalo 2

En este intervalo se muestra a diferencia del anterior y la Tabla 4.7 un incremento en la presión del líquido (agua) en el arrastre del río representado por la línea 11 de la Figura 4.5. Donde se simula el incremento del tirante de agua a causa de una avenida extraordinaria y cómo este se inmiscuye entre las capas de terracerías y pavimento (ver Tabla 4.9).

Tabla 4.9 Condiciones de Contorno

Línea	Condiciones de contorno				
	Desplazamiento de Fuerzas		Flujo en zona Base		
	x	y	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido	Incremento de Presión del Líquido Prescrita
11	0	0	0	1.00E+05	0.048
24	0	0	0.148	1.00E+05	0

Las condiciones de Flujo en contorno y superficie como presión inicial (PI ver Tabla 4.10) son más altas para simular el ascenso oportuno del tirante de agua en 2 horas que representarían el límite superior del perfil del terreno, los demás valores son los mismos al intervalo anterior.

Tabla 4.10 Condiciones de flujo en contorno y superficie

Incógnitas Iniciales				Condiciones de Superficie	
Material	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Tensión Inicial
Losa	-0.1	0	0	0.3	0
Base	-0.1	0	0	0.26	0
Subrasante	-0.1	0	0	0.612	0
Filtro	-0.1	0	0	0.308	0
Arcilla	-0.1	0	0	0.54	0
Limo	0.148	-0.0242	15.129	0.493	0
Agua	-0.048	0	0	0.9	0

4.2.4 Intervalo 3

En este último intervalo se representa en la Tabla 4.11 un incremento negativo en la presión del líquido (agua) que simula el descenso del tirante en un lapso de 6 h y una presión prescrita como base del fenómeno en la línea 11 y en la 24.

Tabla 4.11 Condiciones de Contorno

Línea	Condiciones de contorno				
	Desplazamiento de Fuerzas		Flujo en zona Base		
	x	y	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido	Incremento de Presión del Líquido Prescrita
11	0	0	0.047	1.00E+05	-0.2
24	0	0	0.148	1.00E+05	0

Las condiciones iniciales de contorno y superficie mostradas en la Tabla 4.12 son las mismas que en el intervalo anterior, solo se varía el incremento negativo del tirante mencionado en el apartado anterior.

Tabla 4.12 Condiciones de flujo en contorno y superficie

Material	Incógnitas Iniciales			Condiciones de Superficie	
	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Tensión Inicial
Losa	-0.1	0	0	0.3	0
Base	-0.1	0	0	0.26	0
Subrasante	-0.1	0	0	0.612	0
Filtro	-0.1	0	0	0.308	0
Arcilla	-0.1	0	0	0.54	0
Limo	0.148	-0.0242	15.129	0.493	0
Agua	-0.048	0	0	0.9	0

La Figura 4.6 muestra la forma de la malla que se utilizó para simular este caso, a diferencia del caso anterior se optó por densificar más la malla en la parte de las terracerías

y pavimento ya que se necesita un análisis más sensible de la trayectoria del agua través del perfil de suelo.

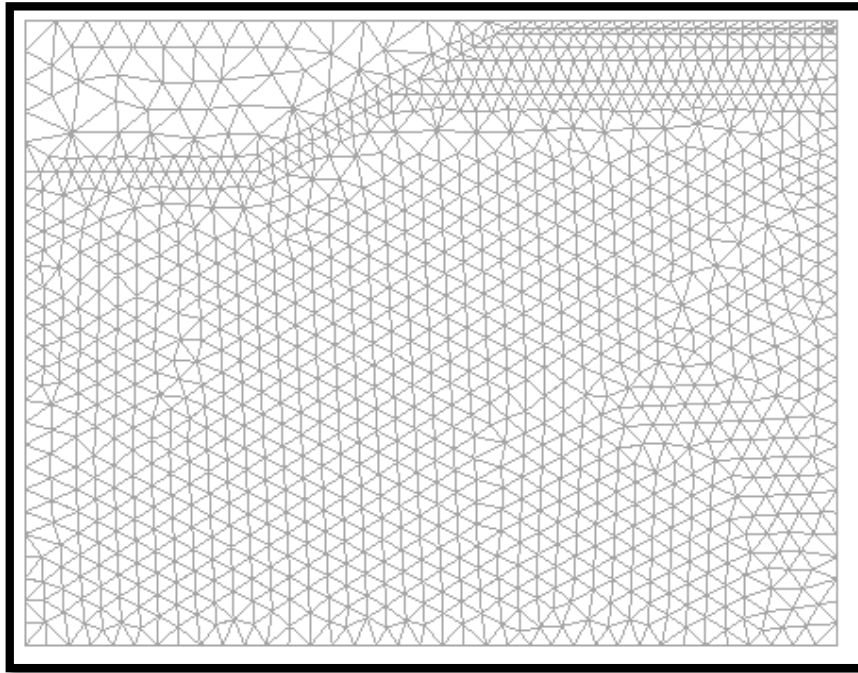


Figura 4.6 Malla del perfil de suelo usada

En la Figura 4.7 se da a conocer la simulación obtenida con el proceso explicado anteriormente. En la Figura 4.7 A se encuentra el material en un tiempo 0 h totalmente saturado hasta la capa de arcilla. En la Figura 4.7 B entra en vigor el intervalo 2 donde se realiza la inyección de agua a través del arrastre del río y se ve el proceso de saturación. En la Figura 4.7 C se satura totalmente el área hidráulica del río y se observa cómo se infiltra en cierta medida en las capas del pavimento. En las Figuras 4.7 D, E y F se muestra el descenso del tirante y cómo regresa prácticamente al estado inicial, pero para esto ya causó un cambio en la volumetría del material que alcanzó a ser tocado por el agua, se percibe que es el material cercano al talud donde en la realidad es la zona más afectada de la vialidad.

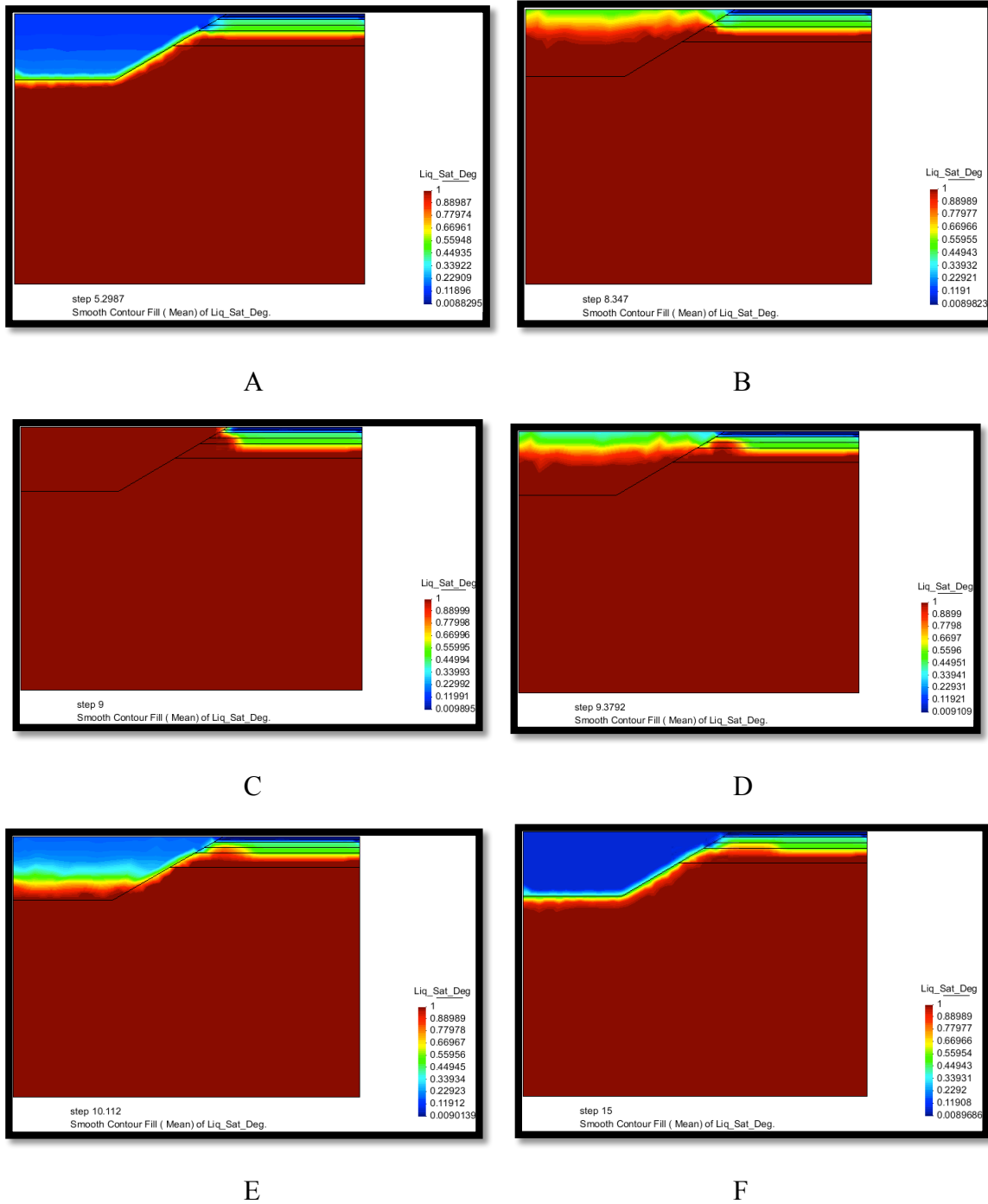


Figura 4.7 Simulación del incremento de Tirante de agua. A) Tiempo 0. B) Tiempo 2 h. C) Tiempo 3 h. D) Tiempo 3.30 h. Tiempo 4 h. D) Tiempo 9 h.

4.3 Caso 3 (Hidromecánico)

Para este caso se puede mencionar de manera simple que es una combinación de los dos casos anteriores ya que a la misma masa de suelo se le aplican esfuerzos por carga vehicular y flujo de agua a través de la misma, caso que representa hasta este punto lo más cercano a las condiciones del sitio estudiado.

4.3.1 Parámetros del Modelo de Elemento Finito.

Las condiciones iniciales son las mismas de las establecidas en la Tabla 4.1 y Tabla 4.6.

4.3.2 Intervalo 1

Se llevan los mismos valores establecidos por la Tabla 4.2 para las condiciones de contorno en los límites y en la Tabla 4.13 se muestra los valores utilizados tanto de presión como de tensión inicial en la superficie, constantes en las primeras cinco capas y con una variación en la capa inferior (Limo) ya que es la capa que soporta el peso de las demás y además la que tiene mayor espesor.

Tabla 4.13. Condiciones de flujo en contorno y superficie

Incógnitas Iniciales				Condiciones de superficie			
Material	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Esfuerzo Inicial		
					x	y	z
Losa	-0.0015	0	0	0.3	-0.01	-0.01	-0.01
Base	-0.0015	0	0	0.26	-0.01	-0.01	-0.01
Subrasante	-0.0015	0	0	0.612	-0.01	-0.01	-0.01
Filtro	-0.0015	0	0	0.308	-0.01	-0.01	-0.01
Arcilla	-0.0015	0	0	0.54	-0.01	-0.01	-0.01
Limo	0.148	-0.0242	17.6	0.493	-0.01	-0.01	-0.01
Agua	-0.01	0	0	0.9	-0.01	-0.01	-0.01

4.3.3 Intervalo 2

En la Tabla 4.14 se manejan parámetros específicos de presión calibrados de forma que se incremente el tirante conscientemente bajo el tiempo establecido de dos horas y sin sufrir desbordamiento, así como cargas establecidas en el caso 1 y valores de desplazamientos restringidos en los sentidos correspondientes.

Tabla 4.14 Condiciones de Contorno. Intervalo 2

Condiciones de contorno						
Desplazamiento de Fuerzas			Flujo en zona Base			
x	y	Carga Vertical	Línea	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido	Incremento de Presión del Líquido Prescrita
Empotrado	Empotrado	0.5687	10.0000	0.148	1.00E+05	0.000
Empotrado	Empotrado		11.0000	0	1.00E+03	0.048
Empotrado	Empotrado		12.0000	0.04	1.00E+03	0.000

En la Figura 4.8 se muestran las condiciones de contorno bajo las que se estableció el modelo.

En la Tabla 4.15 se dan a conocer las condiciones de flujo que se establecieron para cada tipo de material con el que fue simulado el caso.

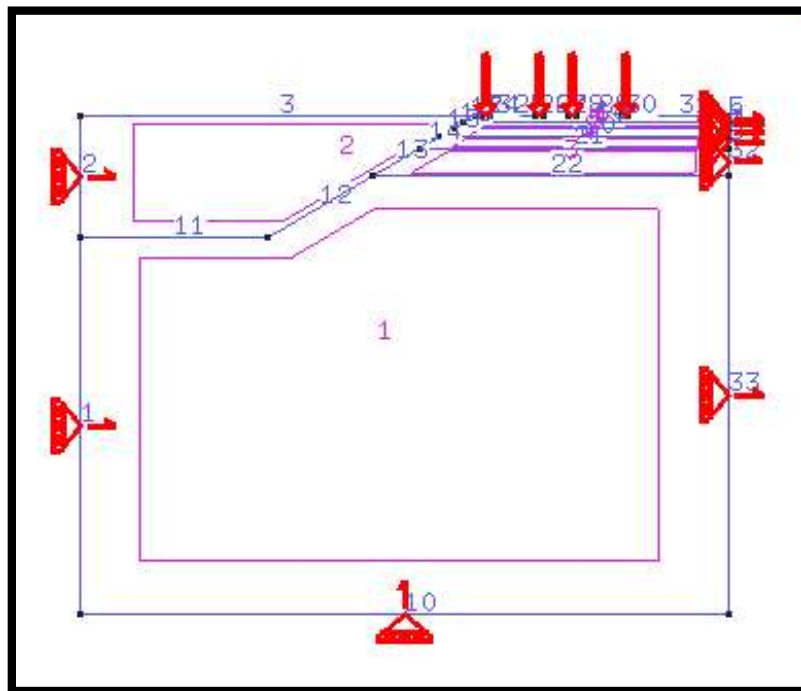


Figura 4.8 Condiciones de Contorno

Tabla 4.15 Condiciones de flujo en contorno y superficie. Intervalo 2

Incógnitas Iniciales				Condiciones de superficie			
Material	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Tensión Inicial		
					x	y	z
Losa	-0.0015	0	0	0.3	-0.01	-0.01	-0.01
Base	-0.0015	0	0	0.26	-0.01	-0.01	-0.01
Subrasante	-0.0015	0	0	0.612	-0.01	-0.01	-0.01
Filtro	-0.0015	0	0	0.308	-0.01	-0.01	-0.01
Arcilla	-0.0015	0	0	0.54	-0.01	-0.01	-0.01
Limo	0.148	-0.0242	17.6	0.493	-0.01	-0.01	-0.01
Agua	-0.01	0	0	0.9	-0.01	-0.01	-0.01

4.3.4 Intervalo 3

En la Tabla 4.16 el incremento de la presión del líquido se torna negativo en la línea 11 y 12 de la Figura 4.8 debido a que se induce el tirante de forma descendiente hasta llegar a su estado original en un tiempo estimado de 6 horas.

Tabla 4.16 Condiciones de Contorno. Intervalo 3

Condiciones de contorno						
Desplazamiento de Fuerzas			Flujo en zona Base			
x	y	Carga Vertical	Línea	Presión del Líquido Prescrita	Gamma del Líquido	Incremento de Presión del Líquido Prescrita
Empotrado	Empotrado	0.5687	10.0000	0.148	1.00E+05	-
Empotrado	Empotrado		11.0000	0.045	1.00E+03	- 0.048
Empotrado	Empotrado		12.0000	0.03	1.00E+03	- 0.04

En la Tabla 4.17 se manifiestan las condiciones de contorno en la masa de suelo y de superficie de la misma que delimita el espacio de simulación.

Tabla 4.17 Condiciones de flujo en contorno y superficie

Incógnitas Iniciales			Condiciones de Superficie		
Material	PI (MPa)	PI- Punto Final (MPa)	Punto Final en Y	Porosidad Inicial	Tensión Inicial
Losa	-0.1	0	0	0.3	0
Base	-0.1	0	0	0.26	0
Subrasante	-0.1	0	0	0.612	0
Filtro	-0.1	0	0	0.308	0

Arcilla	-0.1	0	0	0.54	0
Limo	0.148	-0.0242	15.129	0.493	0
Agua	-0.048	0	0	0.9	0

En la Figura 4.9 se tomó para el modelado una malla más controlada y densa en la parte de mayor interés y menos densa en la parte inferior con el fin de que el cálculo fuese con una velocidad más óptima.

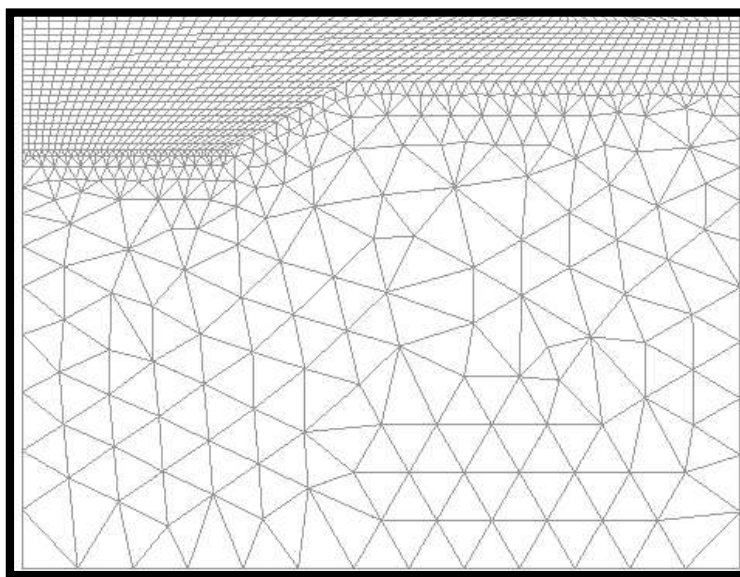
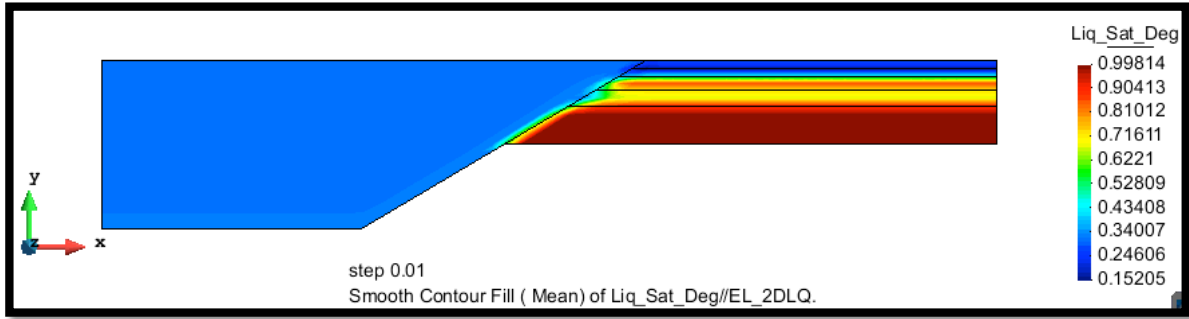


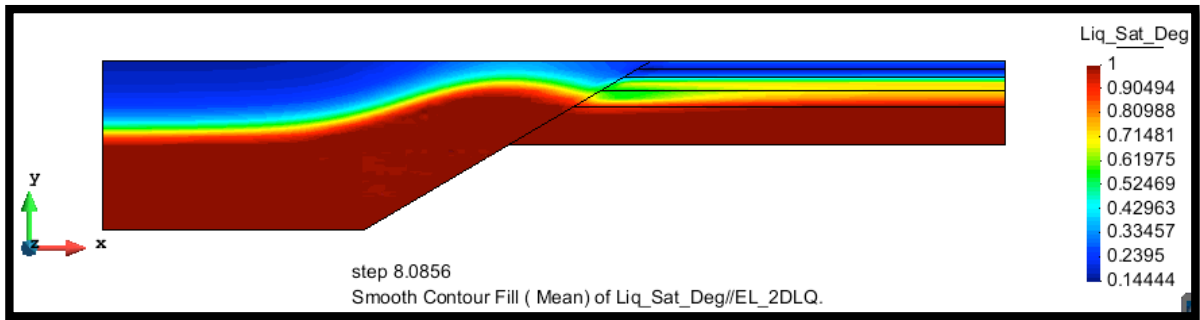
Figura 4.9 Enmallado simulación Hidromecánica

4.3.5 Resultados de la modelación.

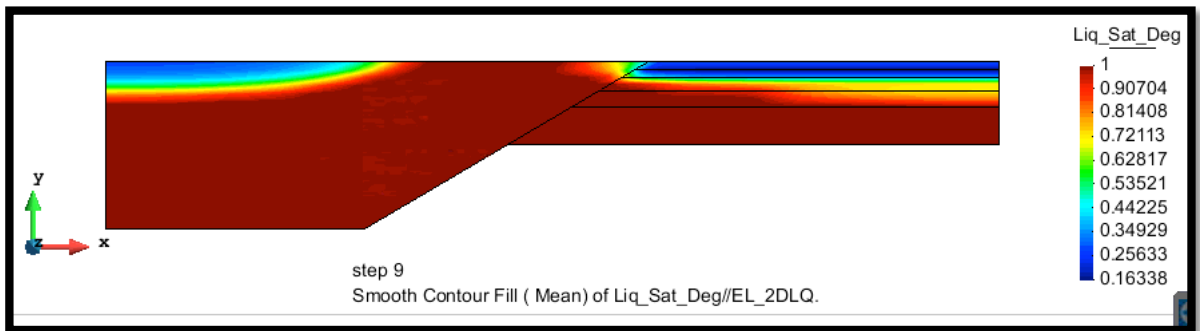
En la Figura 4.10 se presenta el modelo hidráulico y cómo se va incrementando el tirante lo más cercano posible a nivel de vialidad. El tiempo de incremento de 5 horas corresponde al tiempo en que una avenida normal en tiempo de lluvias se eleva hasta el nivel del pavimento. Posteriormente inicia el descenso del tirante en un tiempo estimado de 6 horas hasta descender por completo como se muestra en la Figura 4.10 D, E y F.



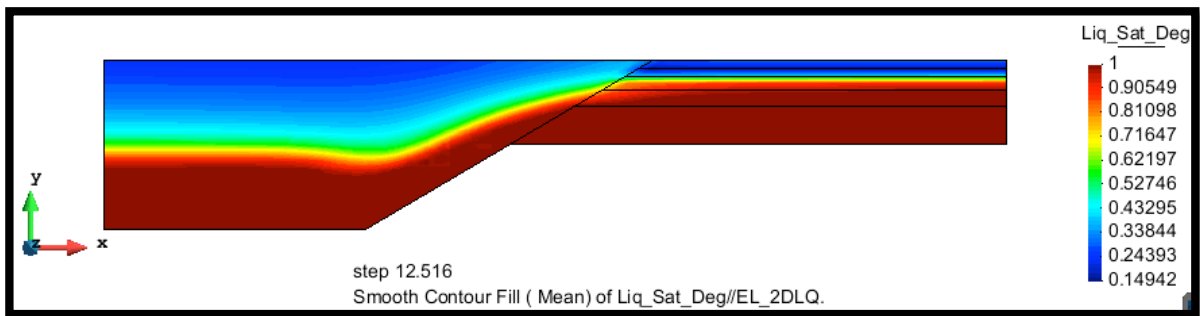
A



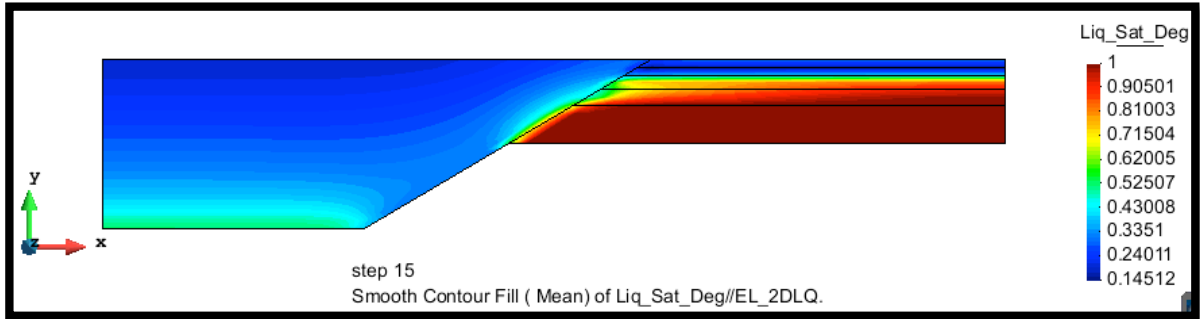
B



C



D



E

Figura 4.10 Simulación grado de saturación Parte 1. A) Tiempo 0 h. B) Tiempo 8 h. C) Tiempo 9 h. D) Tiempo 12.5 h. E) Tiempo 15 h.

El proceso de modelado para este caso se realizó en dos cuerpos dentro de las mismas etapas por mejora en cuanto a su cálculo. Es por ello que la Figura 4.12 la parte superior se encuentra en color blanco mientras que la parte inferior muestra la variación del grado de saturación Donde el cambio es poco significativo ya que el mayor cambio se da en la parte inferior del talud correspondiente al material de limo ya que ahí se tiene un inyección de agua controlada en baja proporción.

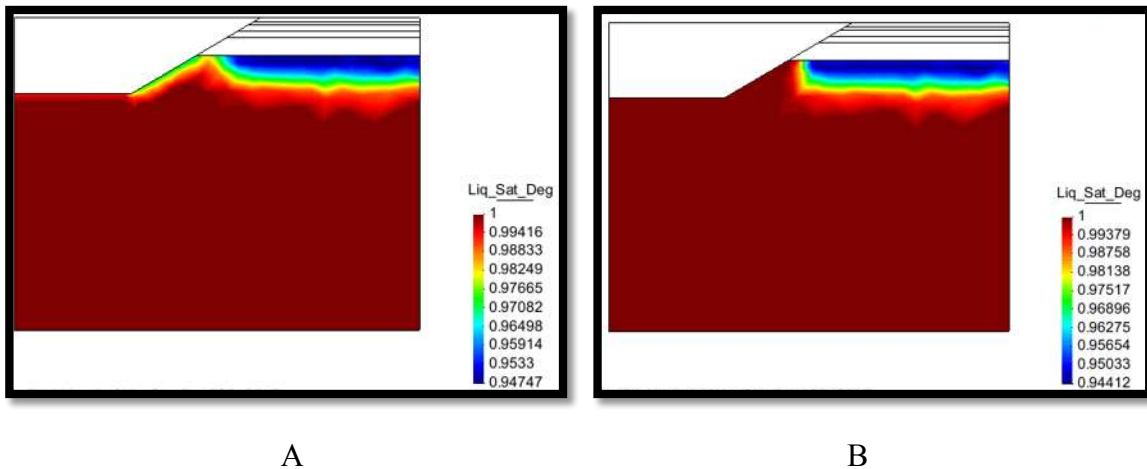


Figura 4.11 Simulación Grado de Saturación Parte 2. A) Tiempo 0 h. B) Tiempo 9 h.

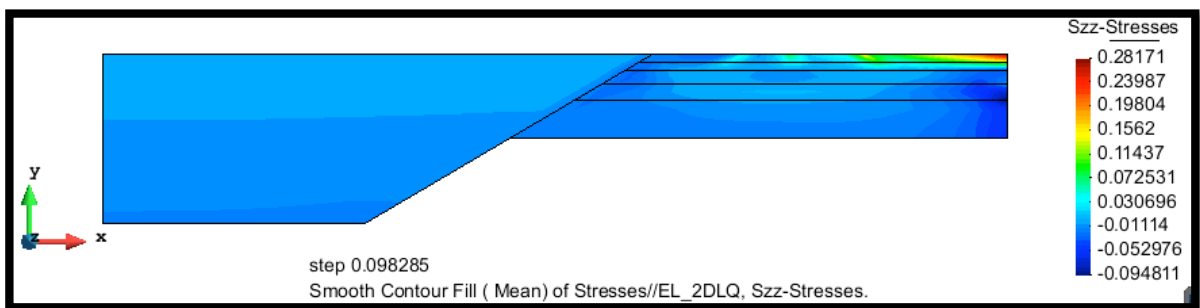
Para este caso se muestra en la Figura 4.12 los esfuerzos en la parte superior de la masa de suelo modelada la influencia en el tiempo de las cargas aplicada mostradas en la Tabla 4.16 y como se van distribuyendo tendiendo a concentrarse el esfuerzo en la parte central.



A



B



C

Figura 4.12 Simulación desplazamientos eje y parte 1. A) Eje X. B) Eje Y. C) Eje Z.

Posteriormente la parte inferior de la masa de suelo mostrada en la Figura 4.13, da fe de los escrito en el párrafo anterior donde el esfuerzo va creciendo con la profundidad siendo atraído hacia el centro de las capas de material y concentrándose lateralmente es su parte más baja por razón de que el rio no está considerado con peso por parte del agua para este escenario.

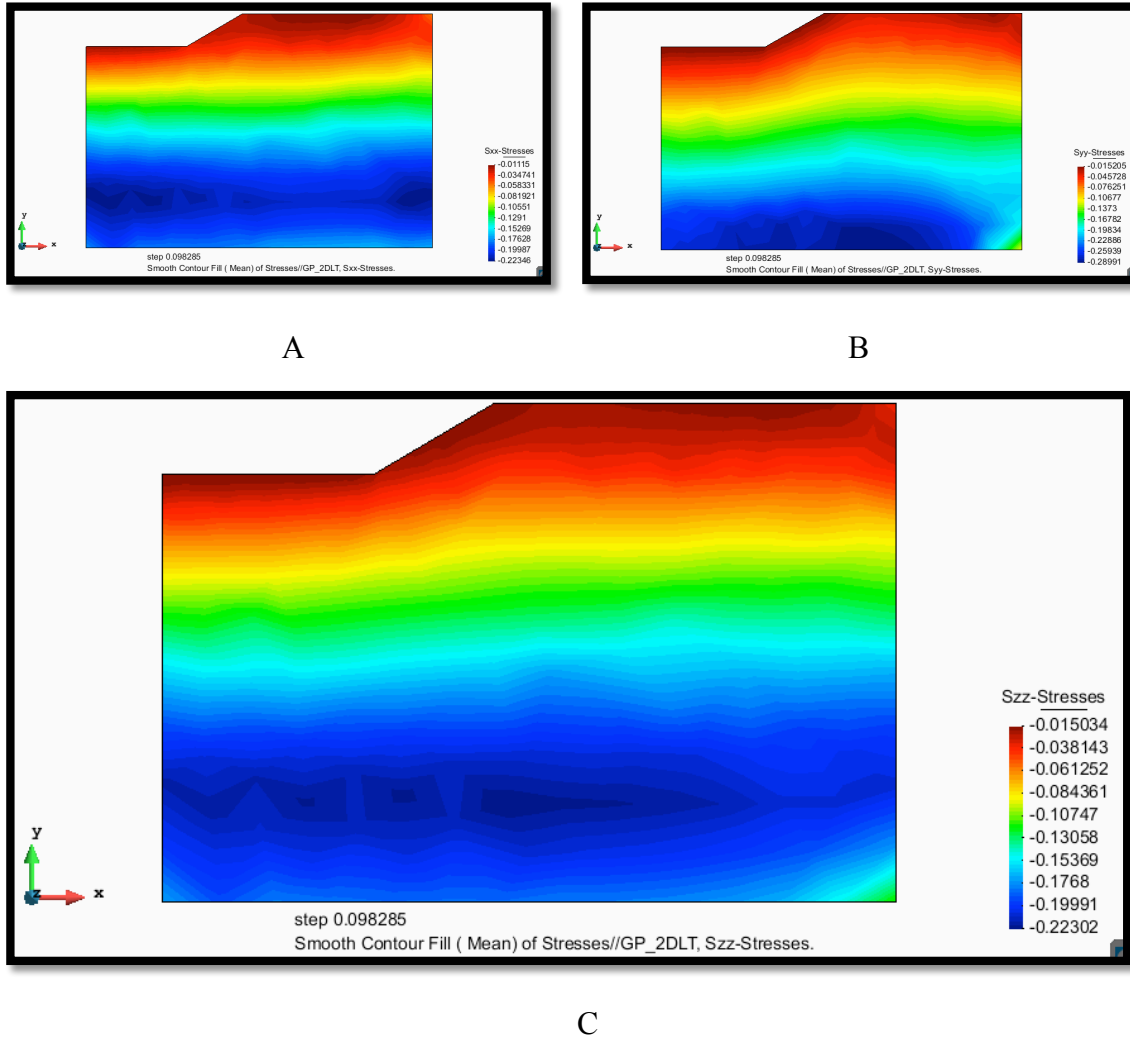


Figura 4.13 Simulación desplazamientos eje y parte 2. A) Eje X. B) Eje Y. C) Eje Z.

4.4 Modelación Mecánica 3D

4.4.1 Obtención de Módulos Resilientes

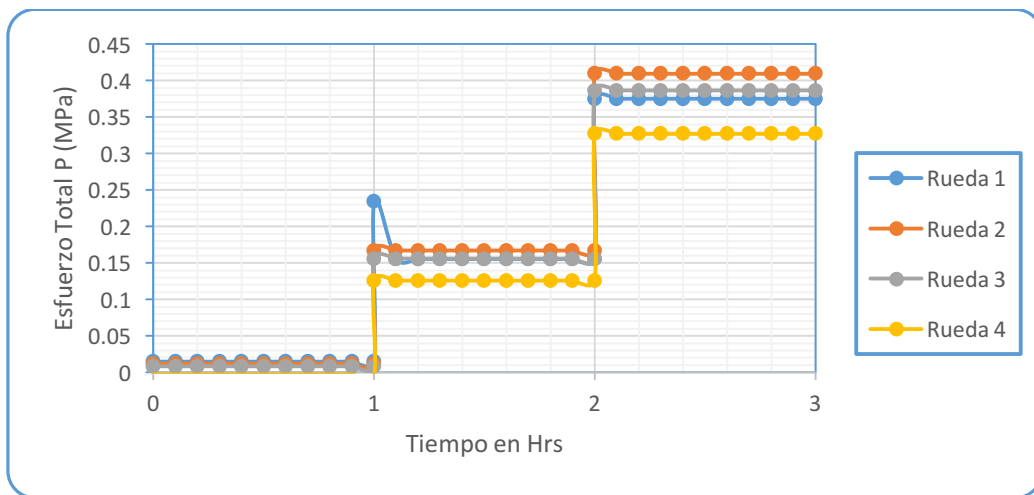
Anteriormente se realizaron tres casos de modelación en dos dimensiones, con el fin de obtener parámetros de forma más sencilla de valores importantes como es el esfuerzo total (P) en las distintas capas, esto dado por la parte mecánica y valores de succión (s) dada por la parte hidráulica y confirmando dichos resultados y promediando con la parte hidromecánica. Una vez obtenidos los valores deseados como se muestra para el primer material en la Tabla 4.18 y Figura 4.14 a) Presión de Poro (U_w o s)-Tiempo (hrs). b) Esfuerzo Total (P)-Tiempo (hrs)

Tabla 4.19 se obtuvieron promedios por cada modelo para cada para ruedas de carga. Una vez obtenidos los parámetros de p y s y usado los ajustes de la ecuación de superficie para cada material mencionados en el apartado anterior se obtiene un Módulo Resiliente teórico para cada capa que será de gran utilidad en la modelación de los casos finales.

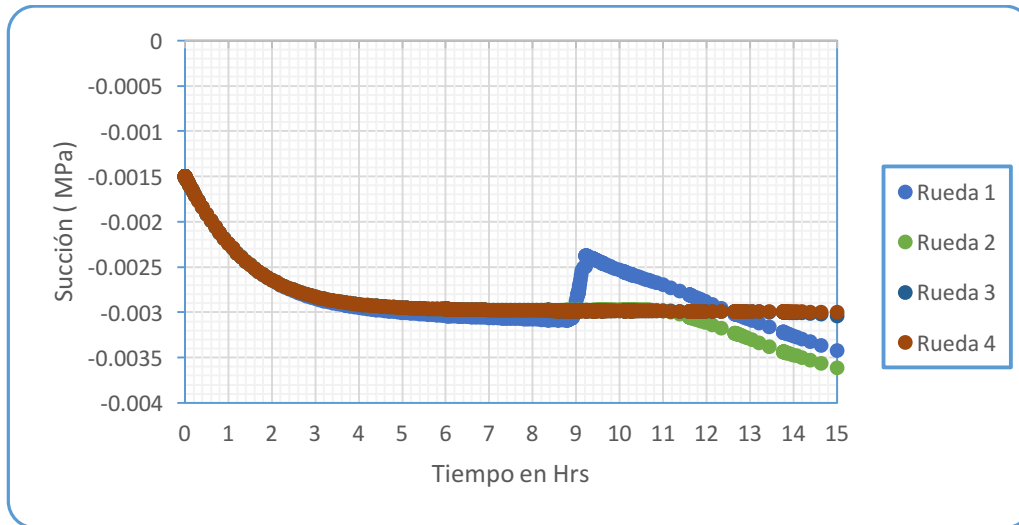
Tabla 4.18 Promedio de valores U_w y P modelo hidráulico y mecanico para capa Base

Mecánico					Hidráulico				
Esfuerzo Total P (Mpa)					Presión U_w (Mpa)				
Rueda 1	Rueda 2	Rueda 3	Rueda 4	Promedio	Rueda 1	Rueda 2	Rueda 3	Rueda 4	Promedio
0.26509	0.28838	0.27108	0.22655	0.26278	-0.00271	-0.00307	-0.00299	-0.00299	-0.00294

En la Figura 4.14 a) se muestrala variación de la presión y el cambio en el tiempo 9 que es cuando se encuentra el tirante en el punto más elevado y en la Figura 4.14 b) se observa el cambio del Esfuerzo Total en referencia al tiempo transcurrido el cual va en incremento.



a)



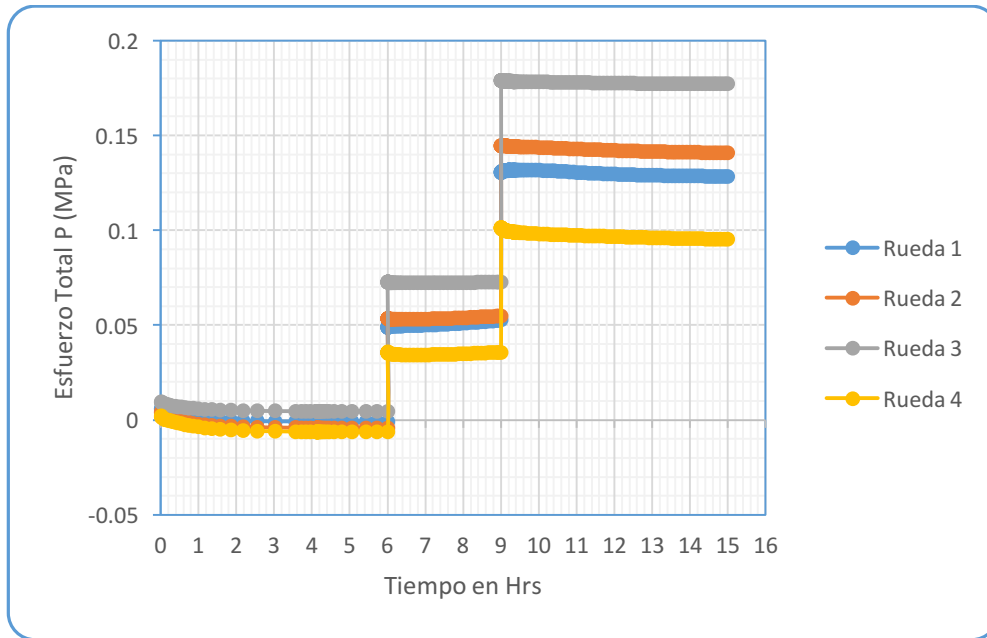
b)

Figura 4.14 a) Presión de Poro (Uw o s)-Tiempo (hrs). b) Esfuerzo Total (P)-Tiempo (hrs)

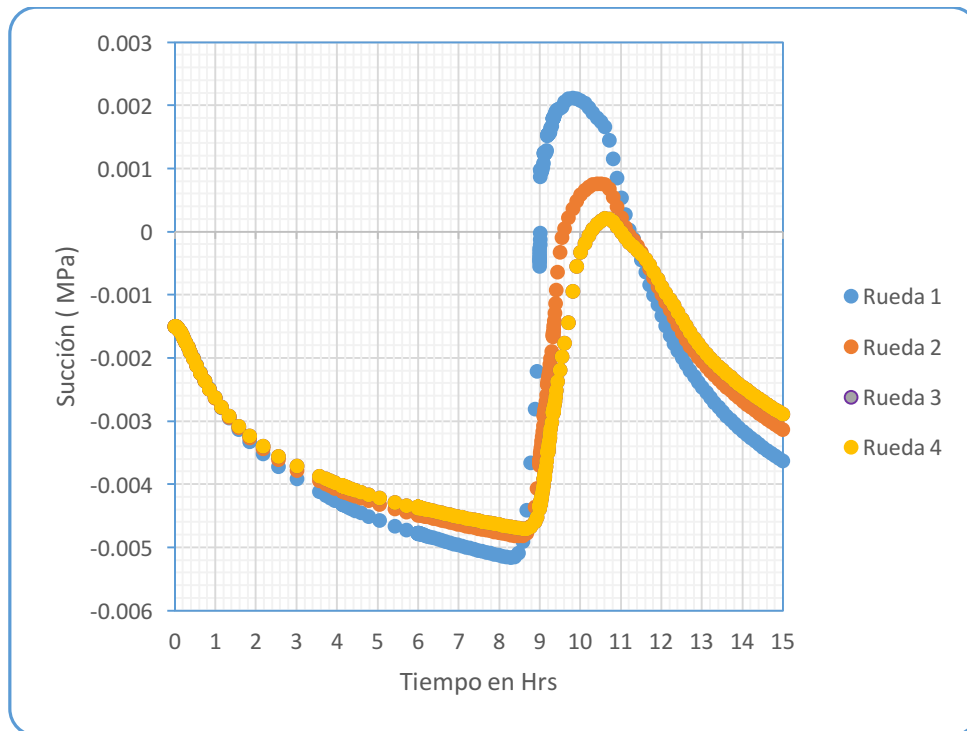
Tabla 4.19 Promedio de Valores P y Uw modelo Hidromecánico para capa base

Hidromecánico									
Esfuerzo Total P (Mpa)					Presión Uw (Mpa)				
Rueda 1	Rueda 2	Rueda 3	Rueda 4	Promedio	Rueda 1	Rueda 2	Rueda 3	Rueda 4	Promedio
0.14020	0.14655	0.22613	-0.04649	0.17096	-0.00200	-0.00301	-0.00317	-0.00329	-0.00286

En la Figura 4.15 a) se observa el cambio del esfuerzo total que se encuentra con poca variación dadas las condiciones geostáticas, hasta llegar al tiempo 6 h donde se aplica la carga de 5.8 kg/cm^2 por cada rueda y se aprecia un salto, mateniendose el esfuerzo prácticamente constante. Para el tiempo 9 h se aumentó la carga nuevamente, acción que generó un salto más y se estabilizó el esfuerzo hasta el tiempo 15 h. En la Figura 4.15 b) se puede observar el cambio en la presión de poro de los materiales y que disminuye a partir del tiempo 9 que es donde se dió un incremento en el tirante del río y se van saturando las capas dependiendo de sus características físico-químicas de las arcillas a una profundidad de 20 m.



a)



b)

Figura 4.15 Modelo Hidromecánico

En la Tabla 4.20 se muestran los valores obtenidos para cada capa de suelo.

Tabla 4.20 Resumen de MR Teóricos

Material	MR Superficie (Mpa)
Base	111.431
Subrasante	118.764
Filtro	240.004
Arcilla	13.578
Tepetate	28.840

4.4.2 Caso 1 Condiciones después de construcción (MR a W% Óptima de compactación)

4.4.2.1 Condiciones Iniciales

En base a los ensayos de compactación del apartado 3.4.2 se tomaron los porcentajes de humedad óptimos; se obtuvo el grado de saturación correspondiente para dicha humedad en base a los parámetros gravimétricos del suelo y se obtuvo la succión correspondiente al grado de saturación con ayuda de las curvas de retención del apartado 2.2.5. Posteriormente del modelado en 2D se obtuvieron parámetros de P, con lo que se dio uso al ajuste de MR en base a la ecuación de superficie descrita en el apartado 3.4.5 obteniéndose así un MR de ajuste, el cual se promedió con los MR obtenidos con la gráfica de tendencia formada por los puntos promedio de los MR obtenidos en laboratorio descritos en el apartado 3.4.4 para así tener un resultado más certero que mejore el proceso de modelado.

Tabla 4.21 Cálculo de MR promedio en base a humedad óptima de compactación

Segunda Etapa de Pruebas							
Material	W (%) opt	Sr	S (MPa)	P (MPa)	MR Superficie (MPa)	MR Lab (MPa)	Promedio MR (MPa)
Base	3.95	0.245	0.0001546	0.21687	109.230	207.57	158.400
Subrasante	18	0.925	0.0003157	0.13920	104.719	119.21	111.964
Filtro	7.99	0.913	0.00000287	0.08653	99.550	316.65	208.100
Arcilla	24.8	0.777	0.108496	0.09636	19.502	87.42	53.461
Tepetate	30.9	0.781	0.05775	0.09345	33.914	48.121	41.017

Con los MR descritos en la Tabla 4.21 se procedió a modelar el primer caso con las siguientes características:

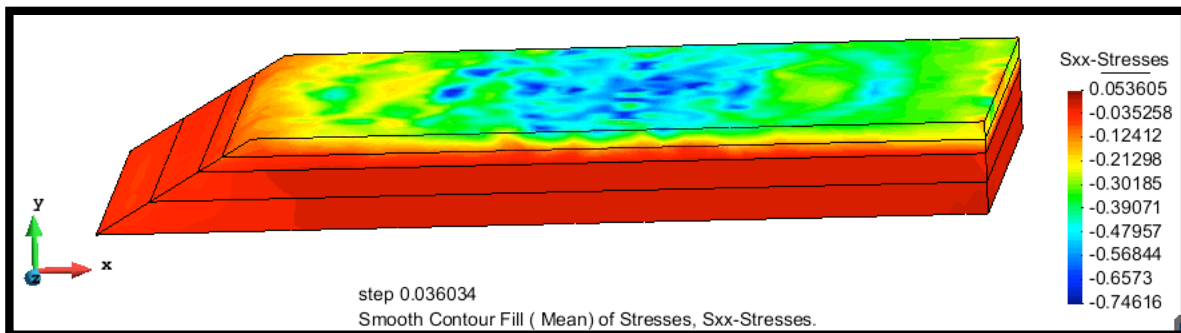
- A) La geometría sigue la misma dinámica de puntos, la diferencia está en relación a los modelos en 2D, que se optó por quitar la parte que representa el tirante del río ya que no es necesario para un modelo de este tipo y por que ya están considerados todos los parámetros de cambio de flujo en los MR calculados y mostrados en la Tabla 4.21.
- B) Se consideró un ancho de 6 m en el eje Z para tener un volumen de suelo considerable en el que se puedan apreciar la propagación de los esfuerzos en las diferentes direcciones.
- C) Las condiciones de contorno utilizadas es anclado en x,y en la cara lateral derecha, en x en la cara lateral izquierda, en y en la parte inferior, en z en la cara frontal y posterior, y siendo la losa el único material libre en las 3 direcciones con el motivo de dejar que se desplace como esta en la realidad por motivos de dilatación y expansión volumétrica.
- D) Las porosidades se mantienen en todos los modelos y las condiciones iniciales de esfuerzos son 0.
- E) Se establecieron 4 cargas que representan el par de llantas de un camión en cada una, como se vino haciendo en las modelaciones en 2D, empezando con un intervalo geostático. Seguido por un intervalo donde se aplicó una carga por cada neumático de 5.8 kg/cm^2 . Se tomó del método de diseño de pavimentos de la UNAM donde muestra un carga por eje de 8.2 ton divididas en dos partes para cada extremo y a su vez concentradas en un área tomando en cuenta un radio de 0.15 m y por motivo de unidades de presión establecidas por el programa se realiza un equivalente a 0.5687 MPa correspondiente a un camión tipo C2 (Corro et al, 1981). Posteriormente un nuevo intervalo con carga considerando un camión tipo C3 que de acuerdo a la NORMA Oficial Mexicana NOM-0.12-SCT-2-2017 el peso por eje es de 21 Ton para camino tipo A que es la condición mas desfavorable y real para el caso de estudio y que convertido representa 1.4568 MPa, por último se considera un intervalo con una carga correspondiente a un

camión T2-S3 que de acuerdo a la NORMA Oficial Mexicana NOM-0.12-SCT-2-2017 el peso por eje es de 26.5 Ton para camino tipo A y convertido a MPa son 1.8384. Se sabe que los pesos de los últimos dos vehículos están divididos en dos y tres ejes respectivamente, pero ya que este es un modelo simplificado, la carga total lateral ejercida por los cuatro y seis neumáticos se concentra en un solo punto como en el caso del camión tipo C2.

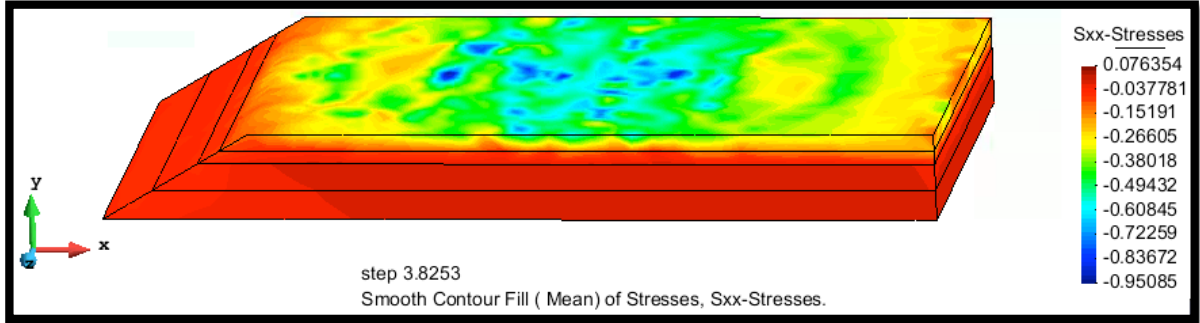
4.4.2.2 Resultado de modelación

La convención de signos representada en la escala de colores son: esfuerzos de compresión con signo negativo (-) y Esfuerzos de Tensión con signo positivo (+).

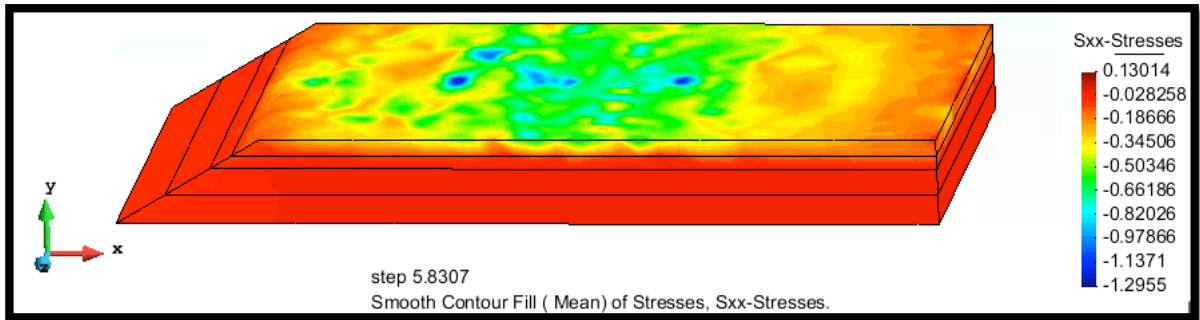
En la Figura 4.16 se aprecia el cambio de esfuerzos a través del tiempo, antes las condiciones establecidas en el apartado 4.4.6.1. Cabe destacar que los esfuerzos en el sentido X son los más importantes para este análisis ya que en ello se puede obtener la información necesaria para saber bajo que condiciones se presenta tensión en la losa, por lo que pueda ser llevada a la falla. En diferentes etapas se puede observar un cambio en el formato de colores que es representado por cantidades con signo positivo y mas obscura en la escala de rojos, siendo mas grande en el intervalo final ya que tiene una carga mayor.



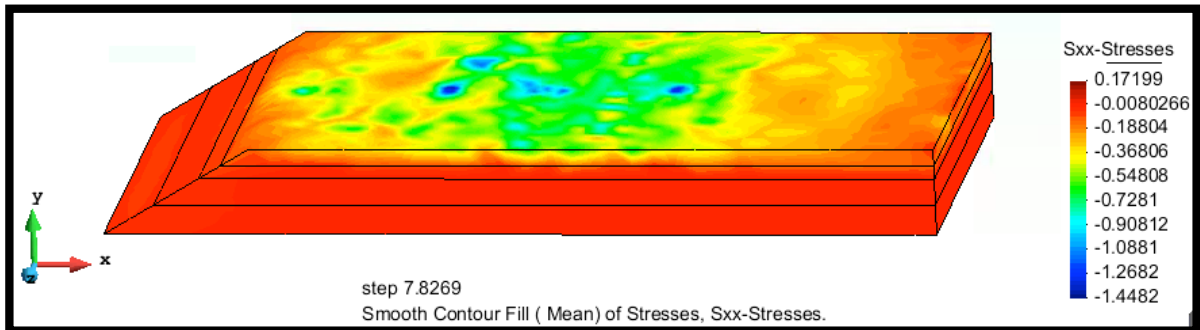
a)



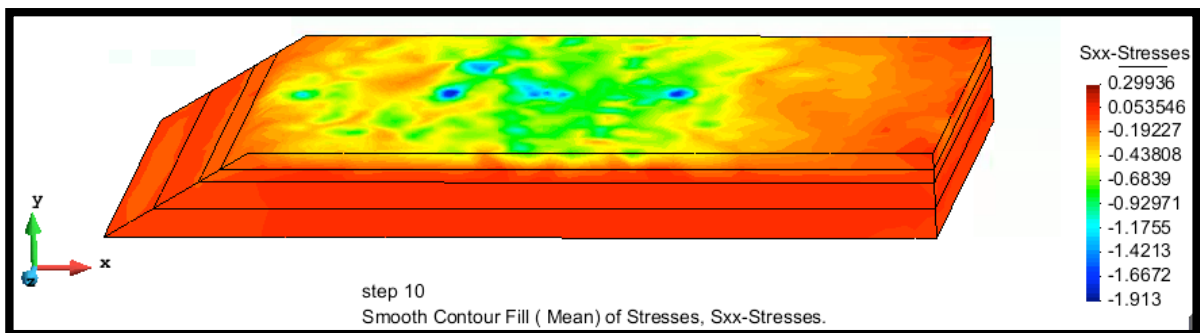
b)



c)



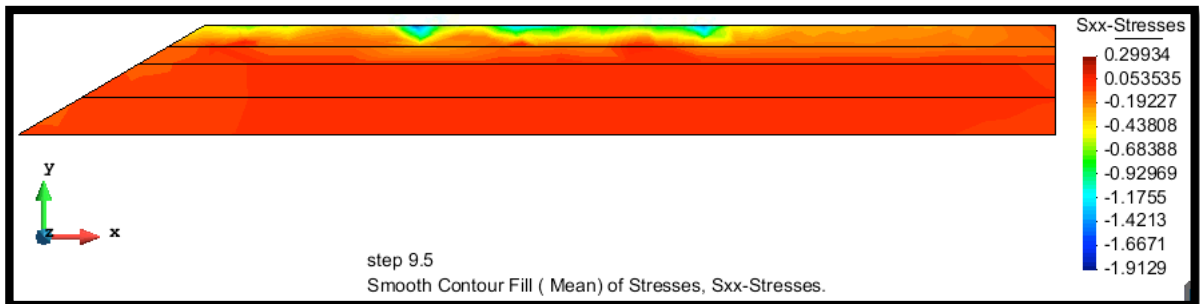
d)



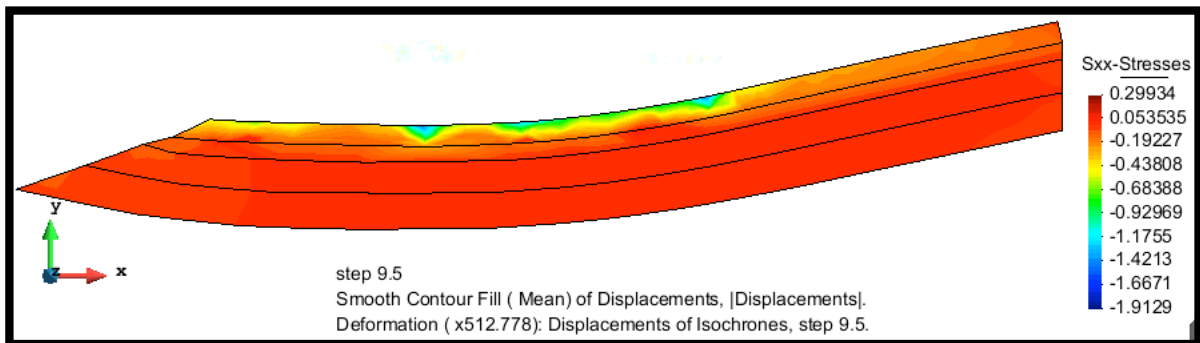
e)

Figura 4.16 Modelo Mecánico 3D Condiciones Óptimas Esfuerzos en X. a) Estado Geoestático. b) 3 h. c) 5h. d) 7h. e) 9h.

En la Figura 4.17 a) se puede observar un corte en partes iguales sobre el eje X con el fin de ver detenidamente la profundidad a la que el esfuerzo se propaga y los puntos clave de estos. Donde pueda haber presencia de esfuerzos de tensión ya que la mayor parte de la masa de suelo se encuentra en compresión, que de hecho así debe ser ya que el suelo al igual que el concreto sabemos que es muy poco lo que resisten a esfuerzos de tensión. Por otra parte en la Figura 4.17 b) se muestra la tendencia de deformación de la masa de suelo debido a las cargas actuantes sobre el pavimento.



a)

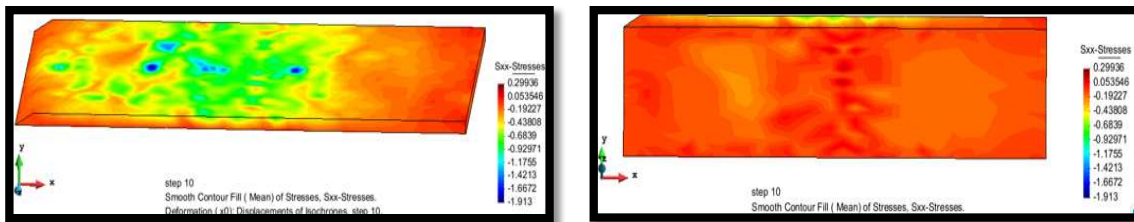


b)

Figura 4.17 a)Plano de Corte a 3 m eje Z. b) Sentido de la deformación por cargas en X

En la Figura 4.18 se hace mayor referencia a la losa del pavimento que es la que recibe en primera instancia las cargas y que absorbe gran porcentaje de éstas. La primera de ellas en la parte superior, que es la que está en contacto con los neumáticos de los vehículos, se observa una zona de compresión a lo largo de las primeras dos terceras partes viendo de

izquierda a derecha, los puntos azules muestran los esfuerzos maximos de compresión. En la Figura 4.18 b) se muestra la losa por la parte inferior donde se aprecian puntos en color rojo oscuro que representan de acuerdo a la escala señalada, esfuerzos de tensión donde está el corte, de tal manera que es la parte mas susceptible a fallar provocando el mismo efecto a través de la misma con el paso del tiempo y las cargas.



a)

b)

Figura 4.18 Esfuerzos en Losa eje X

La Figura 4.19 muestra la tendencia a deformarse de la losa donde tenemos tensión en la parte inferior y compresión en la parte superior.

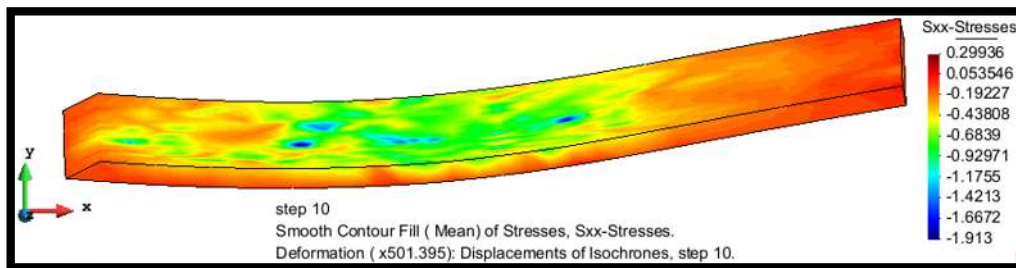
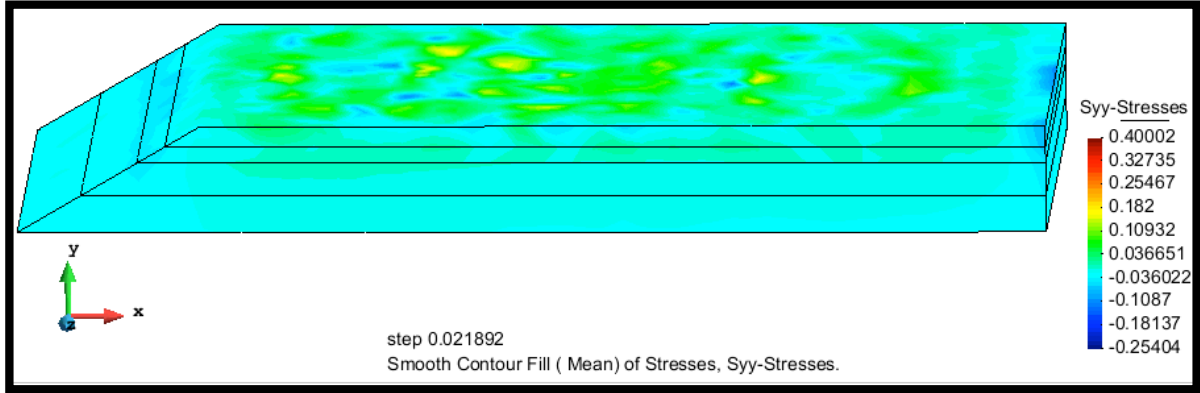
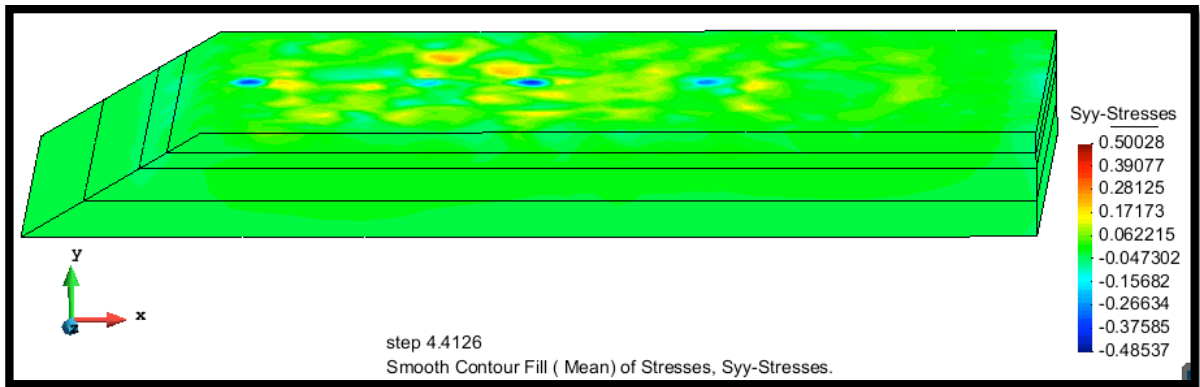


Figura 4.19 Deflexión en Losa Eje X

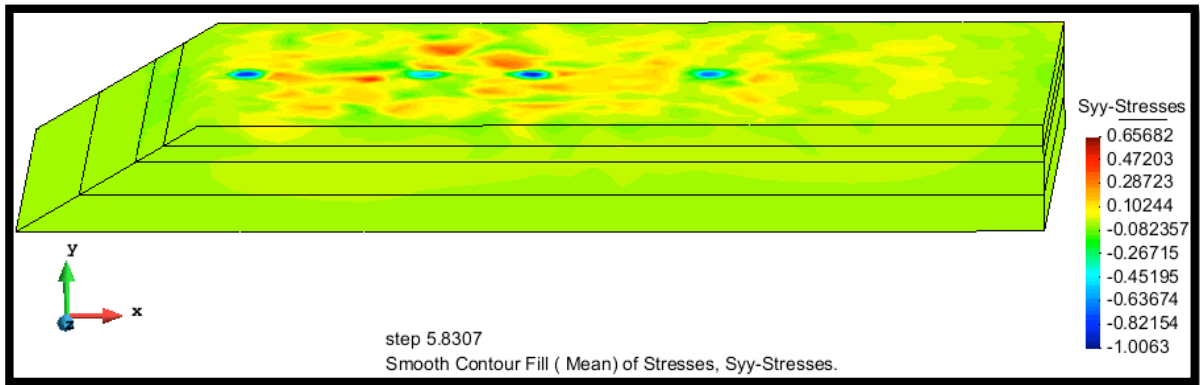
En la Figura 4.20 tenemos nuevamente el comportamiento de la masa de suelo y pavimento en presencia de las condiciones antes mencionadas, en diferentes intervalos en el tiempo. Con la diferencia de que esta vez se estudia el caso en el eje Y, donde en el último intervalo que va de 9 a 10 h y con la carga mayor establecida se observa como se manifiesta el esfuerzo de tensión alrededor de los puntos de carga que están en compresión al igual que toda la masa de suelo. Estas tensiones pueden representar posibles fisuras en la parte superficial de la losa lo cual puede llevar a estados de falla.



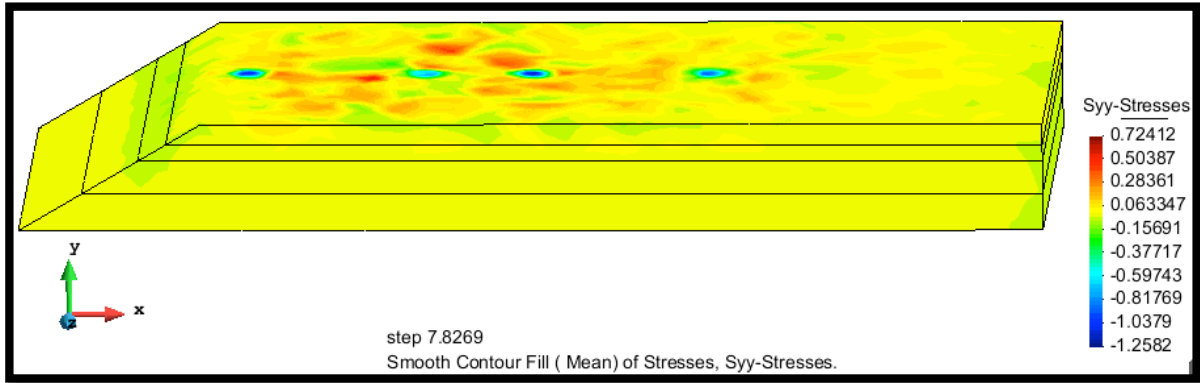
a)



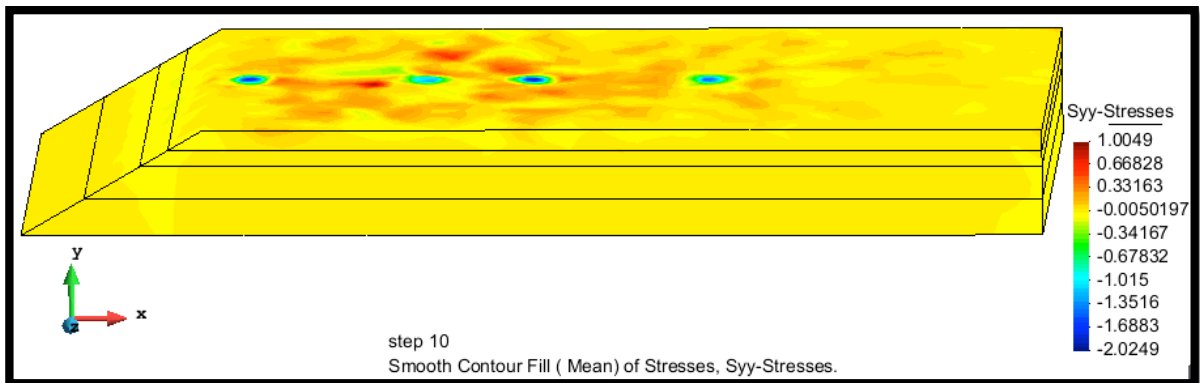
b)



c)



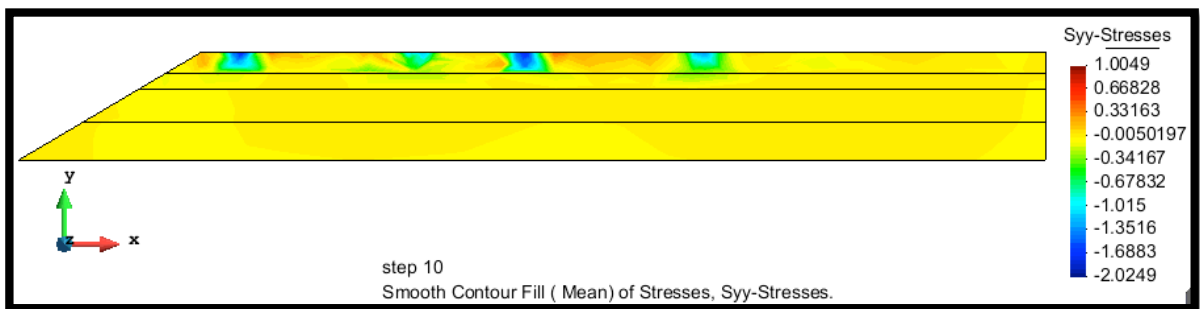
d)

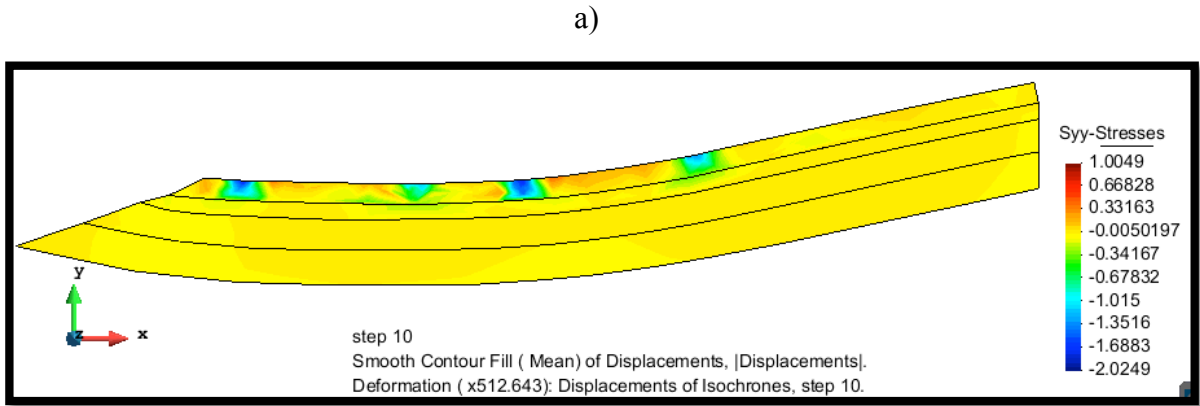


e)

Figura 4.20 Modelo Mecánico 3D Condiciones Óptimas Esfuerzos en Y. a) Estado Geostático. b) 3 h. c) 5h. d) 7h. e) 9h.

La Figura 4.21 a) representa un corte en el eje Y donde al igual que el caso anterior se puede observar de manera detenida como se propagan los esfuerzos a través de las capas de material, así como identificar los puntos cruciales de compresión y de tensión en la losa. En la Figura 4.21 b) se muestra la tendencia de deformación del pavimento.





b)

Figura 4.21 a) Plano de Corte a 3 m eje Z. b) Sentido de la deformación por cargas en Y

En la Figura 4.22 a) se muestra la losa en su cara superficial donde se aprecian las partes en color rojo como esfuerzos de tensión y los puntos azules como esfuerzos de compresión por efecto de las cargas ejercidas por los vehículos, mientras que en la Figura 4.22 b) que es la cara inferior solo se presentan esfuerzos de compresión, quedando la parte superior más susceptible al agrietamiento y falla.

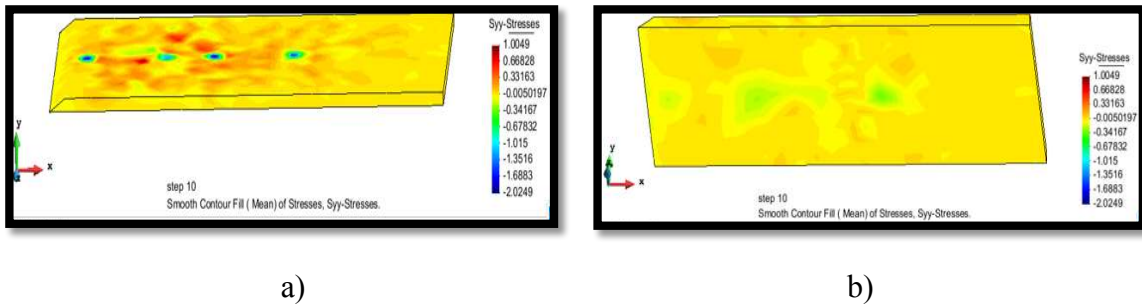


Figura 4.22 Esfuerzos en Losa eje Y

La Figura 4.23 muestra la tendencia de deformación de la losa y se aprecia de mejor manera los puntos de interés.

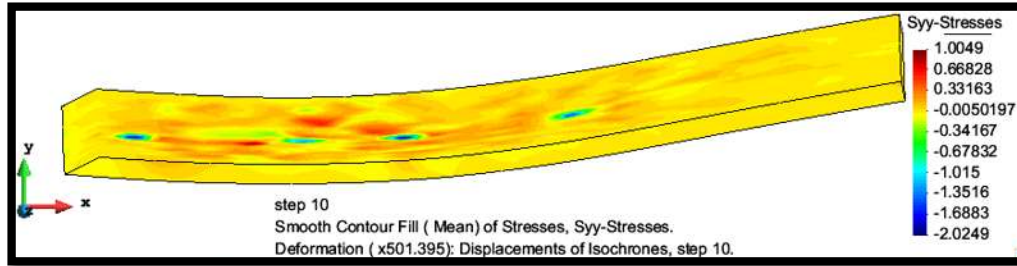
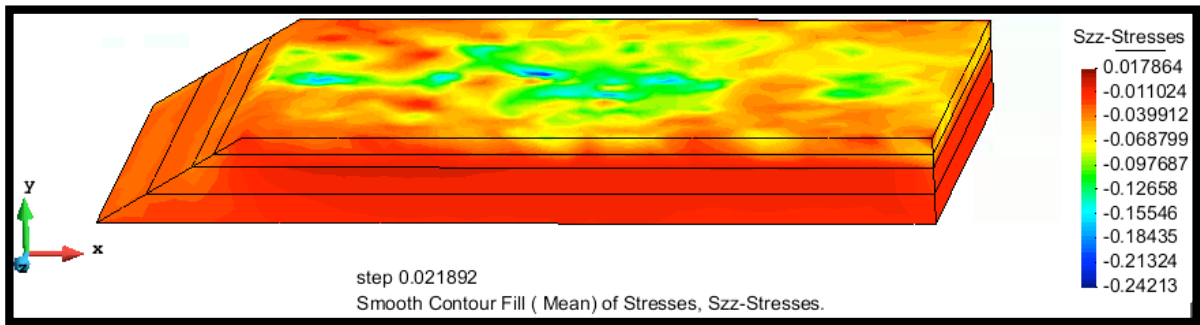
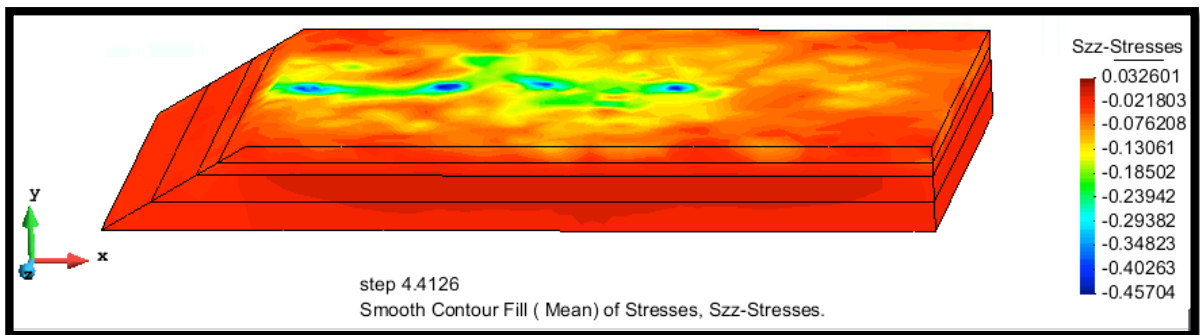


Figura 4.23 Deflexión en Losa Eje Y

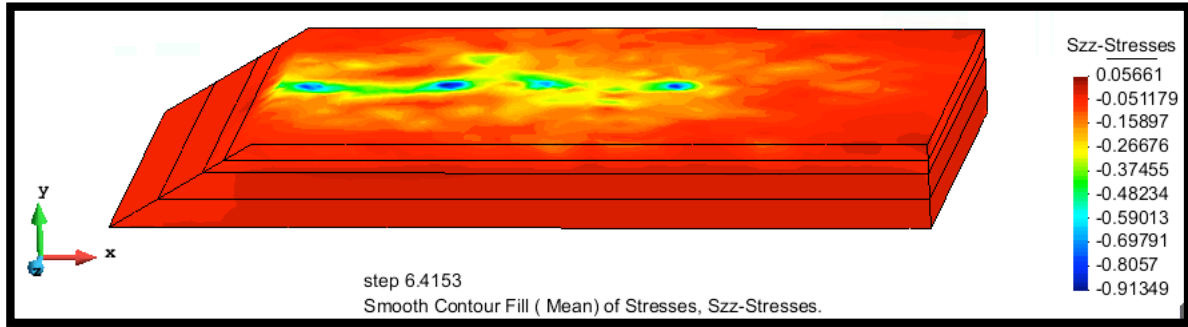
En la Figura 4.24 se muestran los esfuerzos en el eje Z al igual que en los casos anteriores que son a través del tiempo y con diferentes incrementos de carga. La masa de suelo se encuentra en compresión y en la superficie se muestra la variación de los esfuerzos conforme cambian las condiciones. Los esfuerzos en esta dirección tiene una presión considerable en el límite lateral derecho por lo cual la falla por tensión comienza desde ese punto.



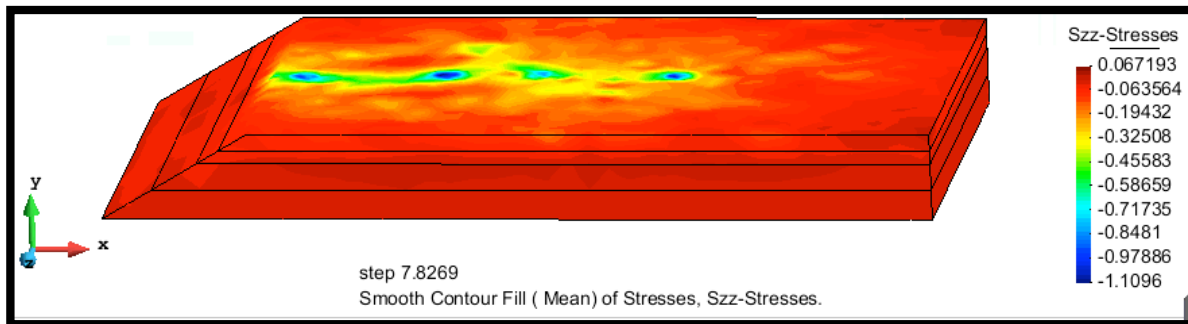
a)



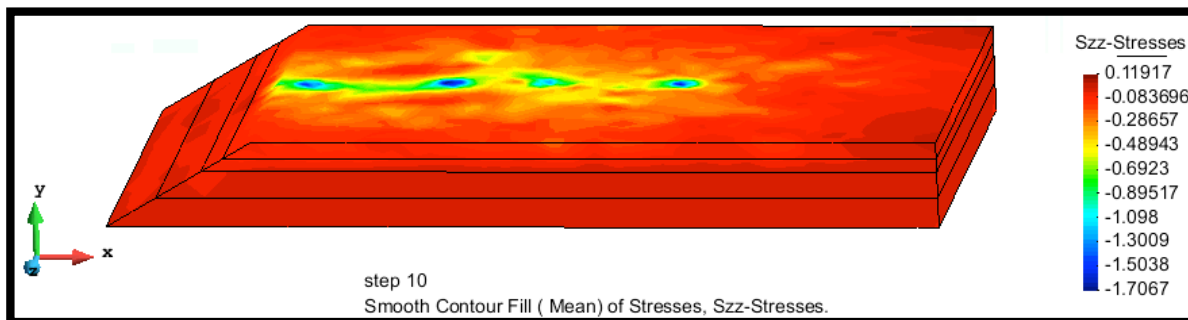
b)



c)



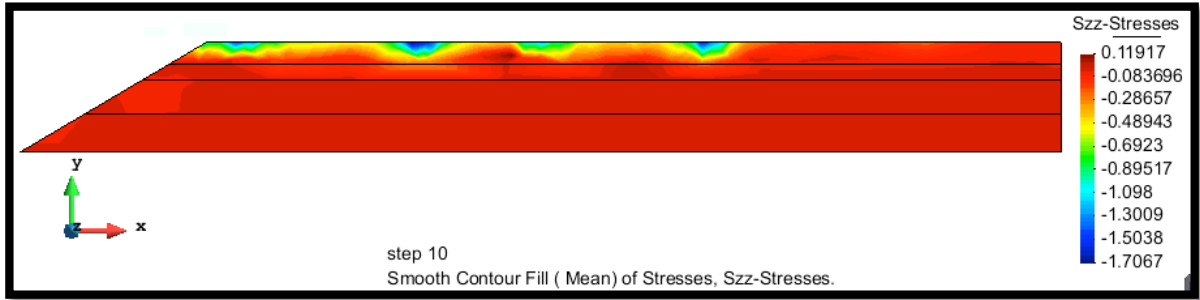
d)



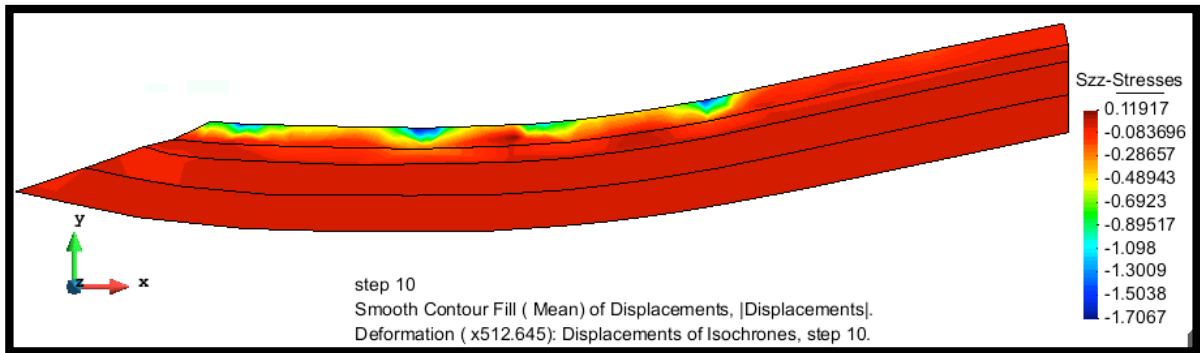
e)

Figura 4.24 Modelo Mecánico 3D Condiciones Óptimas Esfuerzos en Z. a) Estado Geostático. b) 3 h. c) 5h. d) 7h. e) 9h.

En la Figura 4.25 a) se muestra un plano de corte longitudinal donde se alcanza a percibir que existen esfuerzos de tensión entre las cargas 2 y 3, 3 y 4 y que se encuentran en la parte inferior de la losa y se extienden en una porción hacia la capa de base. En la Figura 4.25 b) se presenta la tendencia de deformación dada por las cargas actuantes.



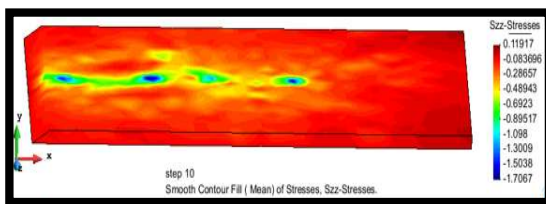
a)



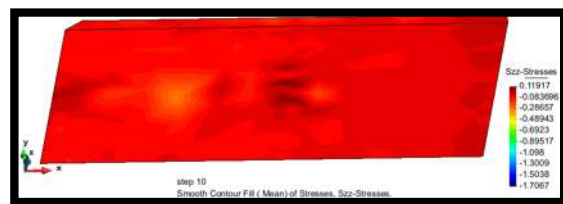
b)

Figura 4.25 a)Plano de Corte a 3 m eje Z. b) Sentido de la deformación por cargas en Z

En la Figura 4.26 a) se muestra la losa en su cara expuesta ante la superficie donde podemos observar lo que se menciona en la Figura 4.24 que los esfuerzos de tensión se presentan en un porcentaje en las esquinas del lado derecho, mientras que por la parte interior mostrada en la Figura 4.26 b) tenemos esfuerzos de tensión en ambos extremos y en la parte central entre la carga 3 y 4 lo cual provoca fracturas y lleva a la falla de la losa.



a)



b)

Figura 4.26 Esfuerzos en Losa eje Z

En la Figura 4.27 se muestra la tendencia de deflexión de la losa donde se puede apreciar tensión en la parte inferior y compresión en la parte superior.

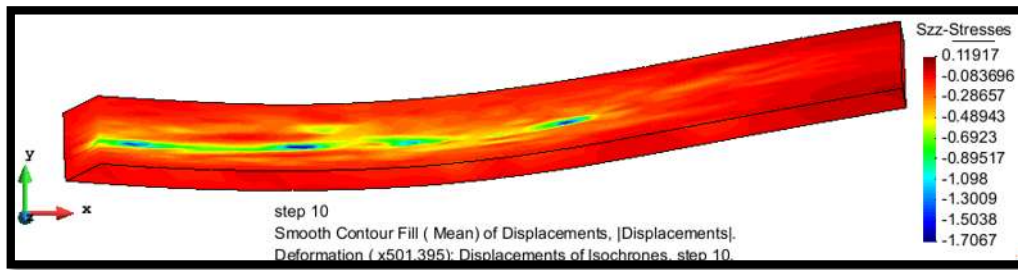


Figura 4.27 Deflexión en Losa

La Figura 4.28, Figura 4.29 y Figura 4.30 muestran la variación del esfuerzo en cada rueda respecto a la profundidad y el eje de estudio. Practicamente es constante en las 4 ruedas, la diferencia está en un ligero cambio en la compresión del suelo para cada eje.

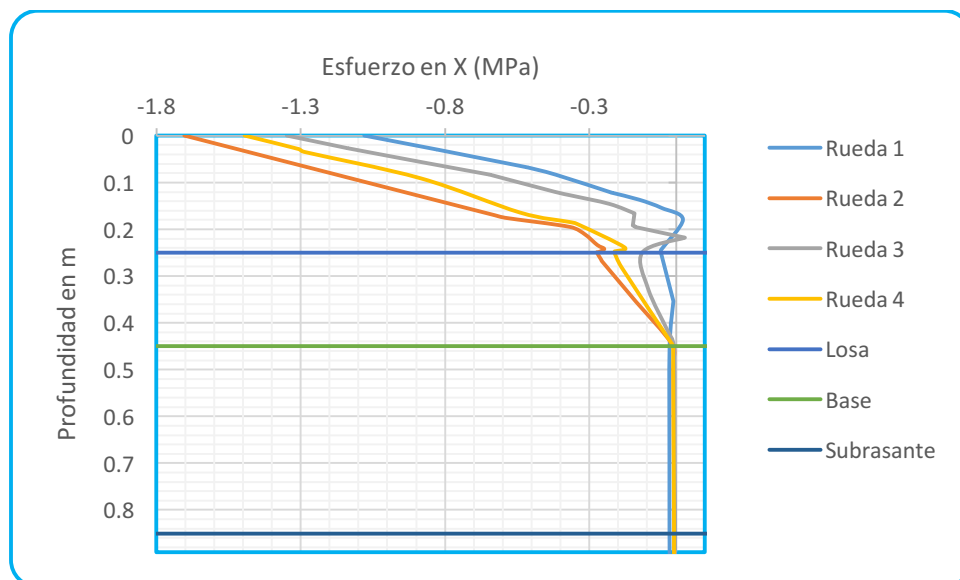


Figura 4.28 Esfuerzo vs Profundidad Eje X

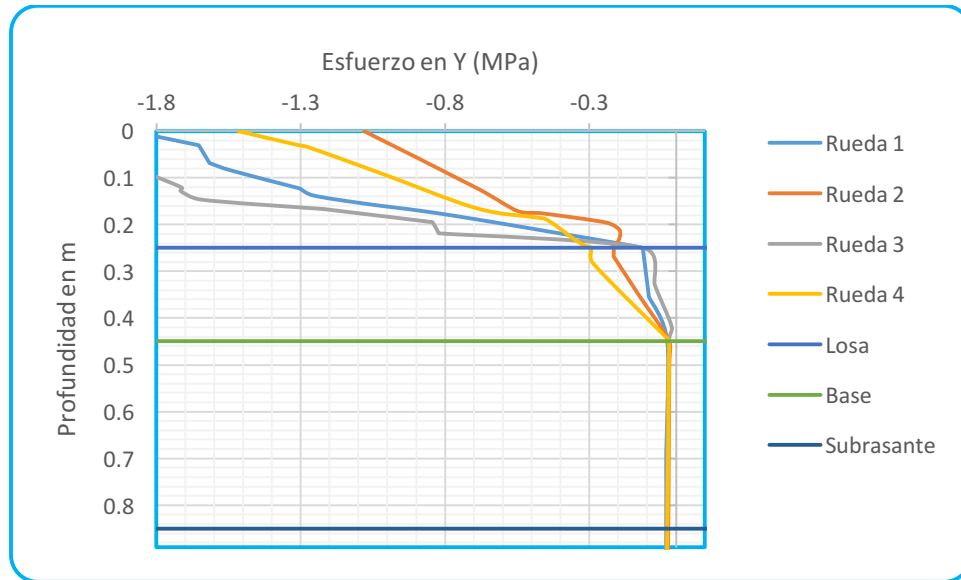


Figura 4.29 Esfuerzo vs Profundidad Eje Y

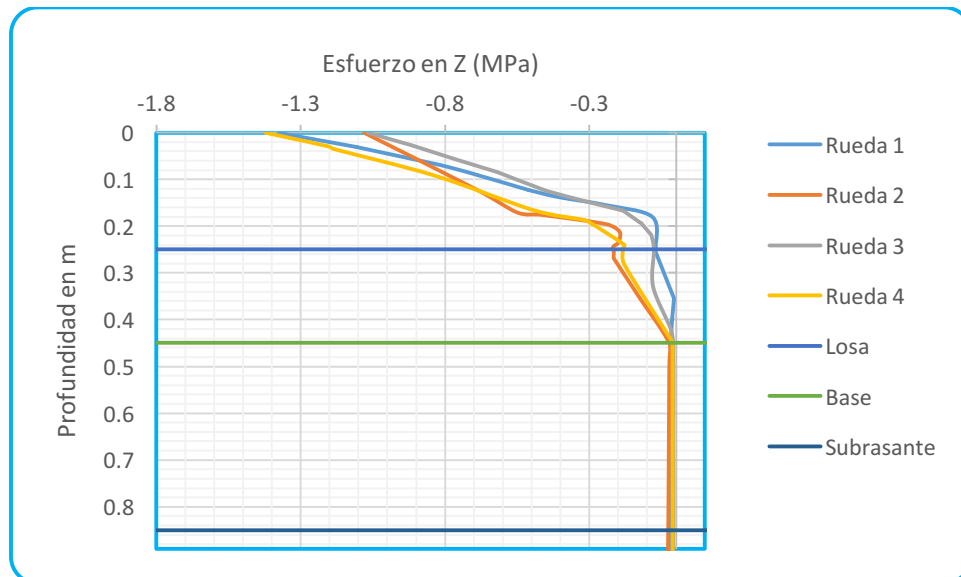


Figura 4.30 Esfuerzo vs Profundidad Eje Z

4.4.3 Caso 2 Condiciones presentadas en el muestreo de campo

4.4.3.1 Condiciones Iniciales

En la Tabla 4.22 se muestran las condiciones con las que se llegó a los MR utilizados en este modelo con los mismos parámetros descritos en el apartado 4.4.2.1.

Tabla 4.22 Condiciones en base a humedad del sitio de muestreo

Condiciones de Campo							
Material	W (%) Camp o	Sr	S (Mpa)	P (Mpa)	MR Superficie (Mpa)	MR Lab (Mpa)	Promedio MR (Mpa)
Base	3.63	0.199	0.0001861	0.21687	109.255	221.048	165.152
Subrasante	11.38	0.441	0.03866	0.13920	127.903	161.92	144.911
Filtro	3.09	0.353	0.0000298	0.08653	99.566	239.99	169.778
Arcilla	38.37	0.8668	0.04235	0.09636	16.372	51.37	33.871
Tepetate	37.34	0.934	0.01227	0.09345	29.833	34.61	32.221

La Figura 4.31 muestra la distribución de los esfuerzos en la losa los cuales son de compresión, con mayor amplitud en la zona de carga, lo cual muestra un buen comportamiento por esta cara.

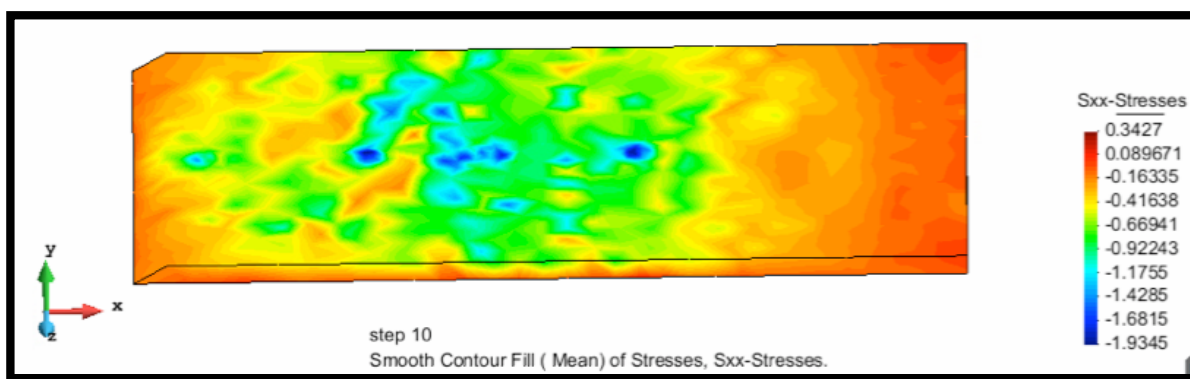


Figura 4.31 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior

En la Figura 4.32 se muestra la losa es su cara inferior, los esfuerzos de compresión disminuyen hasta el punto de hacer positivos o sea esfuerzos tensionantes en la junta de construcción donde se aprecian los puntos en rojo oscuro, lo cual lleva a una fractura y propagación de la falla de abajo hacia arriba.

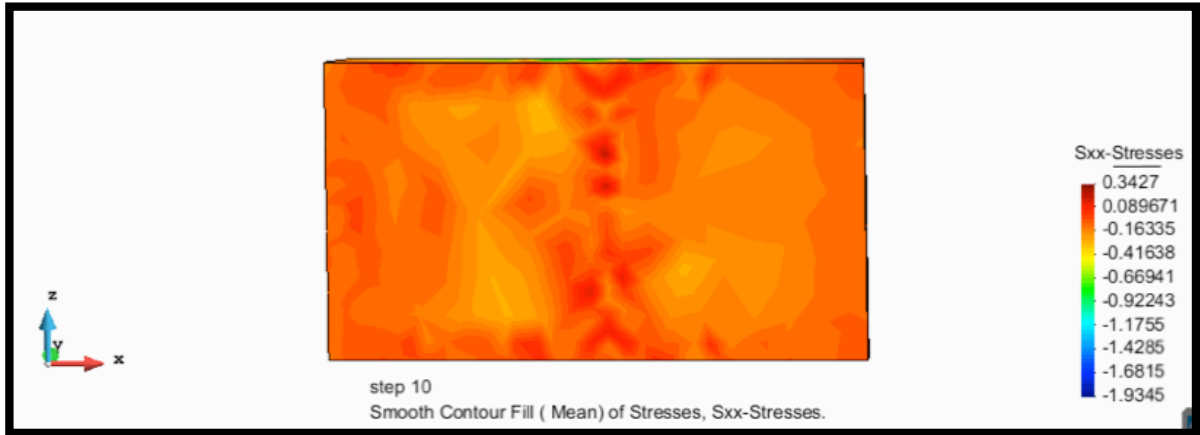


Figura 4.32 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior

La Figura 4.33 muestra la tendencia de deflexión de la losa teniendo compresión en la parte superior y flexión en la inferior, con mayor flexión en la rueda 2, 3 y 4.

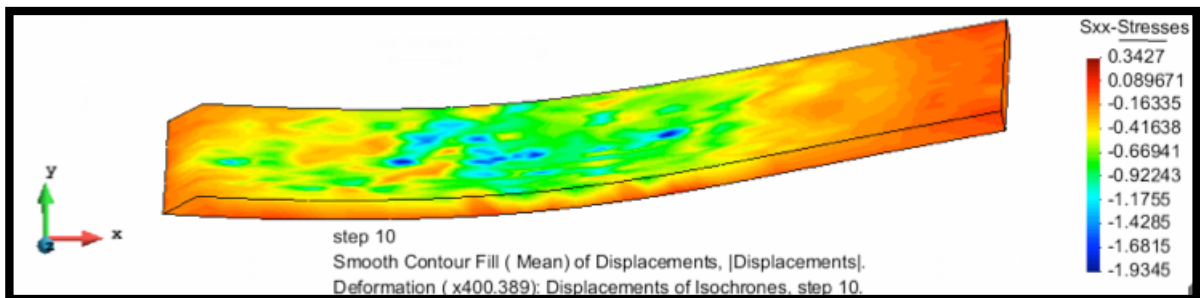


Figura 4.33 Deflexión en Losa

La Figura 4.34 muestra la variación del esfuerzo con la profundidad que para este caso varía muy poco después de las primeras capas tendiendo a 0 prácticamente en su mayoría.

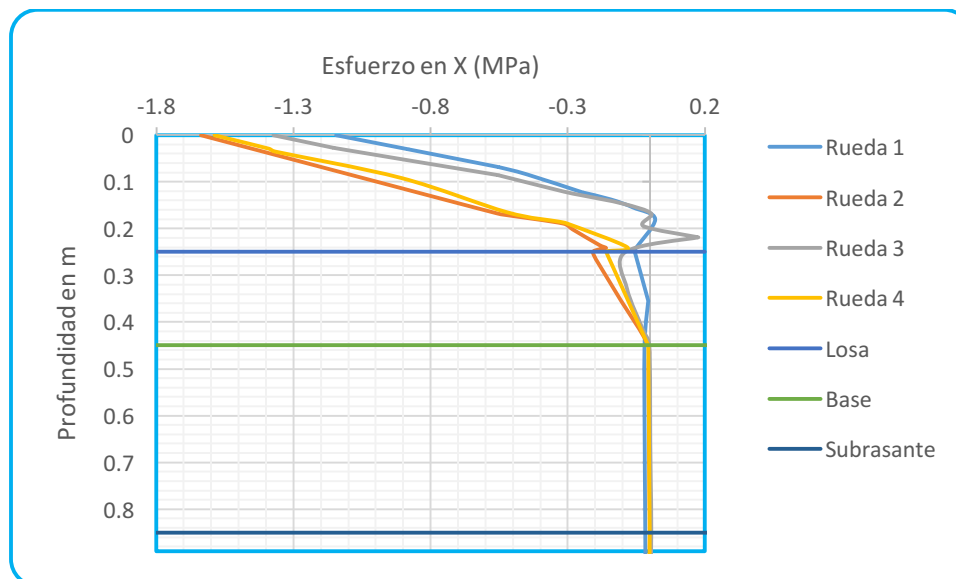


Figura 4.34 Esfuerzo vs Profundidad Eje X

4.4.4 Caso 3 Condiciones de humedad correspondientes MR máximo obtenido en Laboratorio

4.4.4.1 Condiciones Iniciales

La Tabla 4.23 muestra las condiciones bajo las que se realizó este modelo en base al promedio de los módulos dados por el cálculo de los parámetros correspondientes (S_r , S , P), en base a la humedad con la que se llegó al módulo cercano más alto de prueba.

Tabla 4.23 Condiciones en base a humedad del sitio de muestreo

Cercano al máximo MR							
Material	W (%) -5 %opt	S_r	S (Mpa)	P (Mpa)	MR Superficie (Mpa)	MR Lab (Mpa)	Promedio MR (Mpa)
Base	3.63	0.199	0.0001861	0.216868058	109.255	221.048	165.152
Subrasante	13.51	0.542	0.0198412	0.139204472	117.456	151.16	134.308
Filtro	6.116	0.681	0.01213	0.086525953	106.550	362.085	234.318
Arcilla	19.3	0.436	1.4985654	0.096357328	36.204	76.445	56.325
Tepetate	24.84	0.629	0.3600156	0.093450788	46.757	207.99	127.373

4.4.4.2 Resultado de Modelación

La Figura 4.35 muestra la parte superior de la losa para este caso, a comparación de los otros casos se ve muy definido las zonas de influencia de carga en los 4 puntos. Los

esfuerzos de compresión se mantienen por el costado izquierdo, mientras que el lado contrario sufre tensión por efecto de las cargas que están generando un momento.

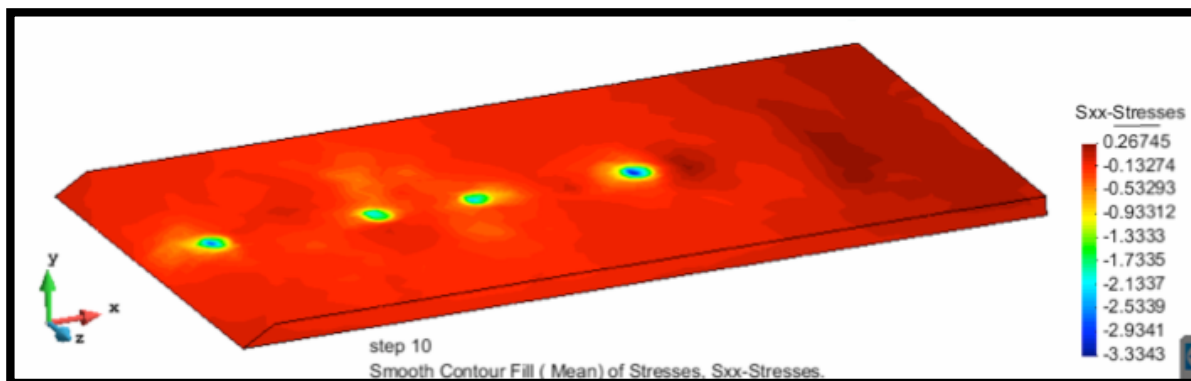


Figura 4.35 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior

La Figura 4.36 muestra zonas de compresión con valores menores e incrementándose hacia los puntos de carga y disminuyendo hacia el extremo derecho

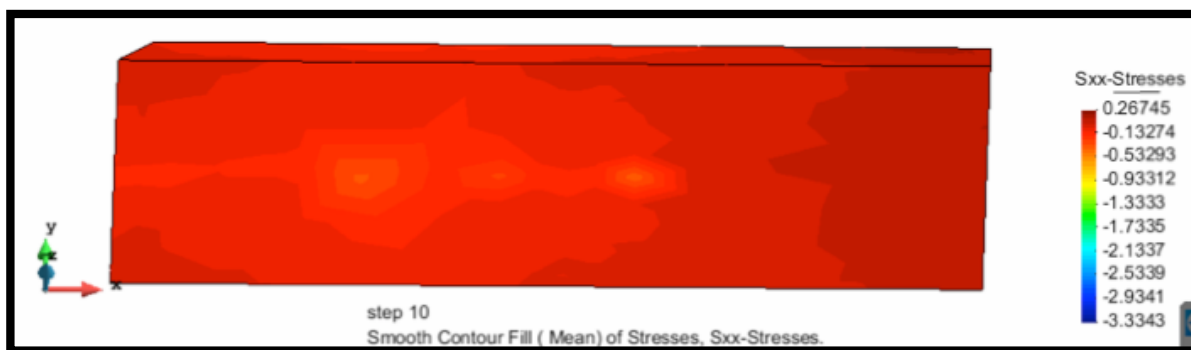


Figura 4.36 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior

En la Figura 4.37 muestra la forma en que se deforma la losa. Los puntos de carga se aprecia como hundidos en el material, lo cual genera esfuerzos de compresión considerablemente altos y a su vez genera esfuerzos tencionantes a un costado de la rueda número 4.

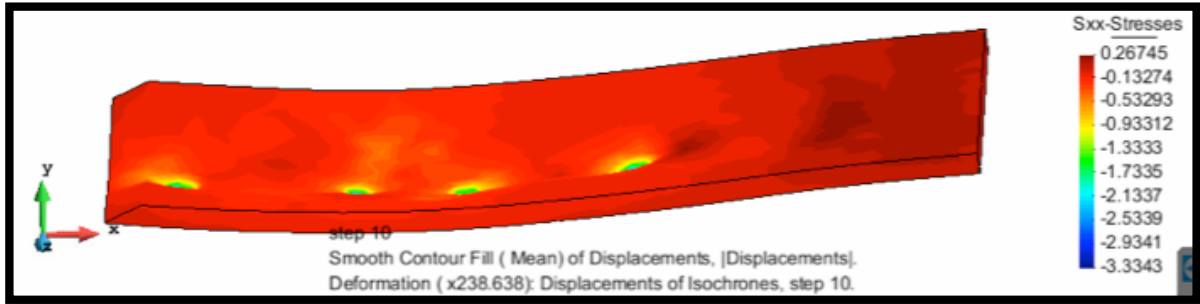


Figura 4.37 Tendencia de deformación de Losa

La Figura 4.38 muestra el esfuerzo en x para este caso haciéndose positivo en una parte pequeña en la losa tendiendo a cero y terminando en compresión en las capas de apoyo.

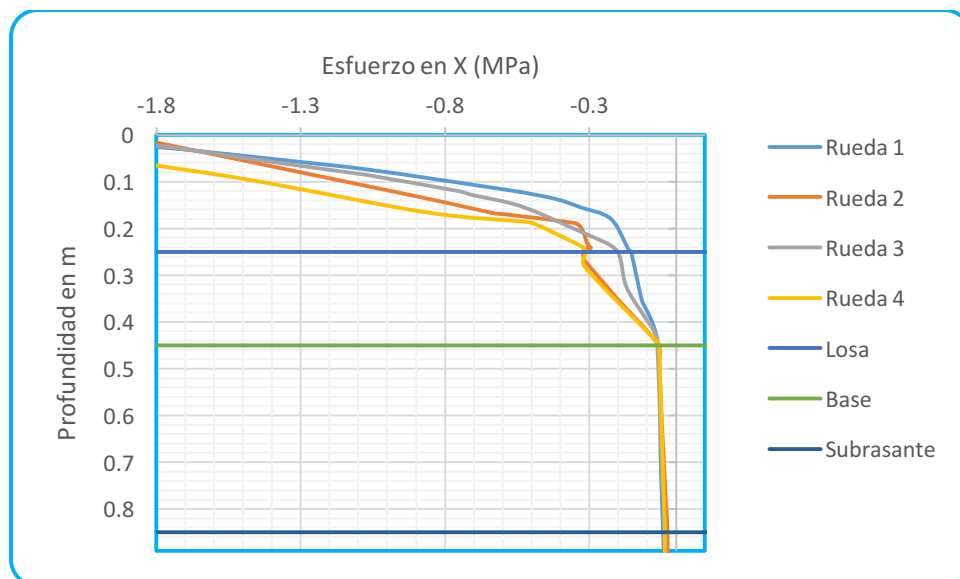


Figura 4.38 Esfuerzo vs Profundidad Eje X

4.4.5 Caso 4 Condiciones obtenidas por el modelado 2D

4.4.5.1 Condiciones Iniciales

La Tabla 4.24 muestra los valores de MR con ayuda de los parámetros obtenidos en los modelos 2D y los ajustes de superficies en base a los módulos obtenidos en laboratorio.

Tabla 4.24 Módulos Resilientes en base a datos de Modelación

Parámetros del modelo 2D	
Material	MR Superficie (Mpa)
Base	111.431
Subrasante	118.764
Filtro	240.004
Arcilla	13.578
Tepetate	28.840

4.4.5.2 Resultados de Modelación

La Figura 4.39 muestra la losa en su cara superior con esfuerzos de compresión en toda su área, teniendo concentración en la parte central de la misma, teniendo mayor influencia los puntos de carga aplicada por las ruedas 3 y 4 respectivamente. En esta cara no presenta problema ante este estado de cargas.

Figura

4.40

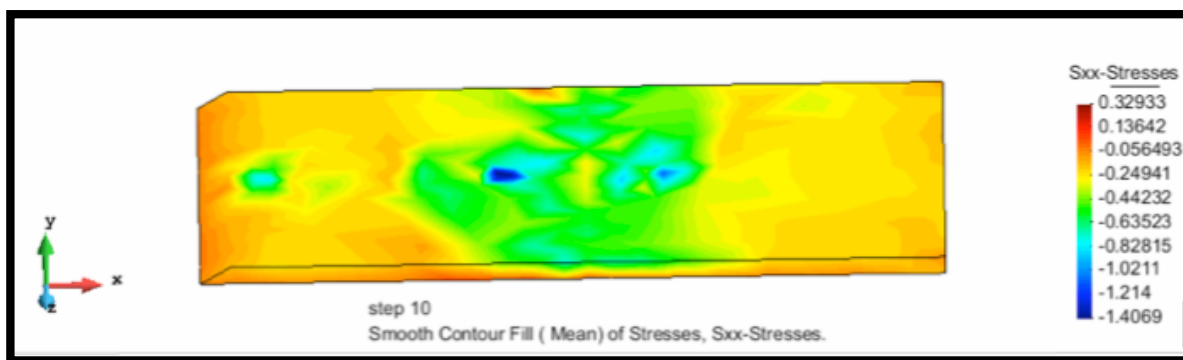


Figura 4.39 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior

Por otro lado por la cara inferior mostrada en la Figura 4.40 se tienen esfuerzos de compresión hacia los costados, disminuyendo hacia el corte de la losa y generando esfuerzos de tensión que se propagan en cierta medida a su alrededor lo cual es susceptible a fracturas y por consiguiente falla.

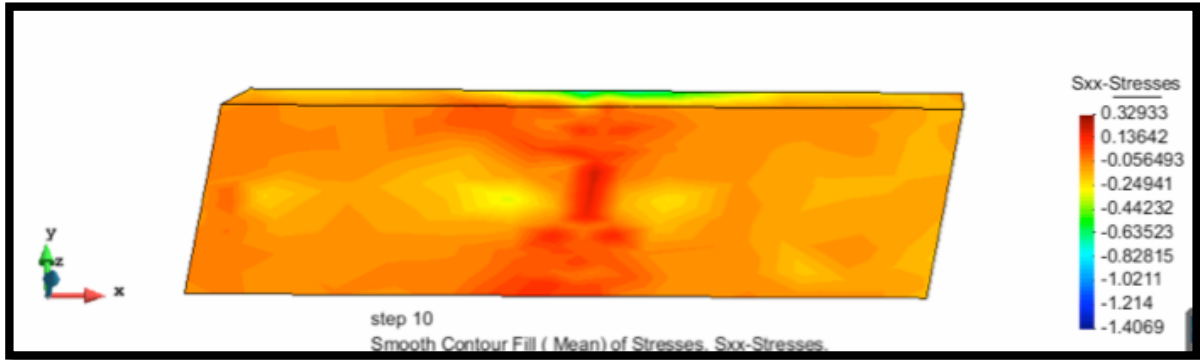


Figura 4.40 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior

La Figura 4.41 muestra la tendencia de deflexión de la losa concentrada en la parte media de la misma.

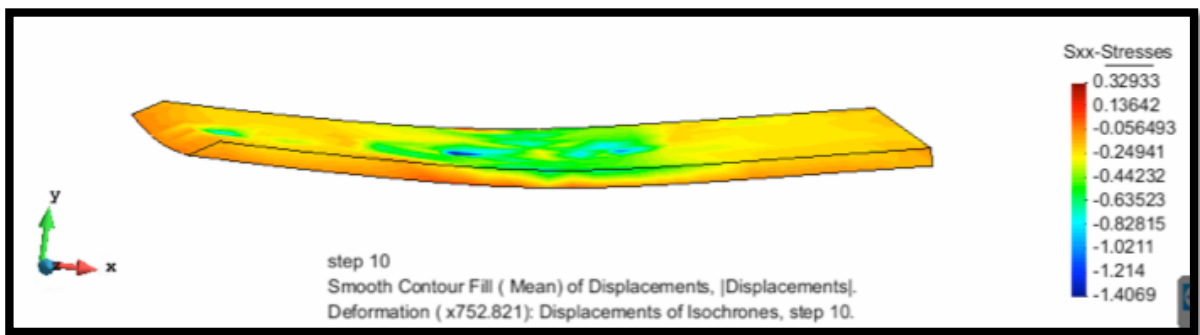


Figura 4.41 Dflexión en Losa

La Figura 4.42 muestra la variación del esfuerzo en su mayoría de compresión y tensión a los 25 cm correspondientes a la cara inferior de la losa.

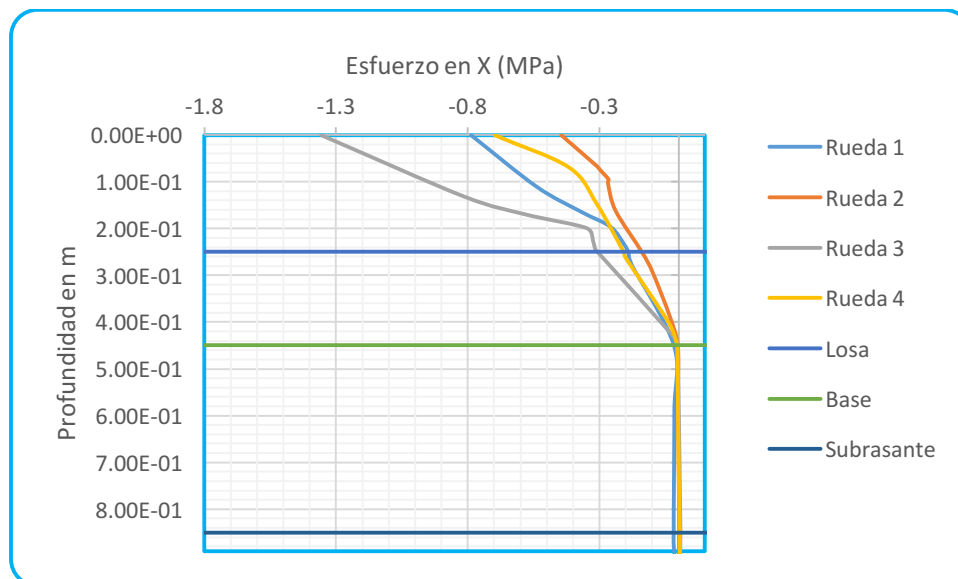


Figura 4.42 Esfuerzo vs Profundidad Eje X

4.4.6 Caso 5 Modelo Combinado entre Caso 1(Condiciones después de construcción MR a W% de Compactación) y Caso 4 (Condiciones obtenidas por modelo 2D).

4.4.6.1 Condiciones Iniciales

Las condiciones bajo las que se modeló este caso son las mismas que la Tabla 4.21 y Tabla 4.24. La cuestión aquí fue que las capas de pavimento se dividieron en partes iguales y del lado izquierdo se aplicaron MR correspondientes al caso 1 y del lado derecho MR correspondientes al caso 2.

4.4.6.2 Resultados de Modelación

La Figura 4.43 muestra un esfuerzo de compresión que incrementa de forma dispersa hacia la parte central de la losa. Sin embargo, esto ocasiona esfuerzos de compresión menores hasta el grado de presentar tensión en el costado derecho parecido a los casos anteriores, con diferencia de pequeños puntos tensionantes en color rojo oscuro que dan pie más seguramente al agrietamiento.

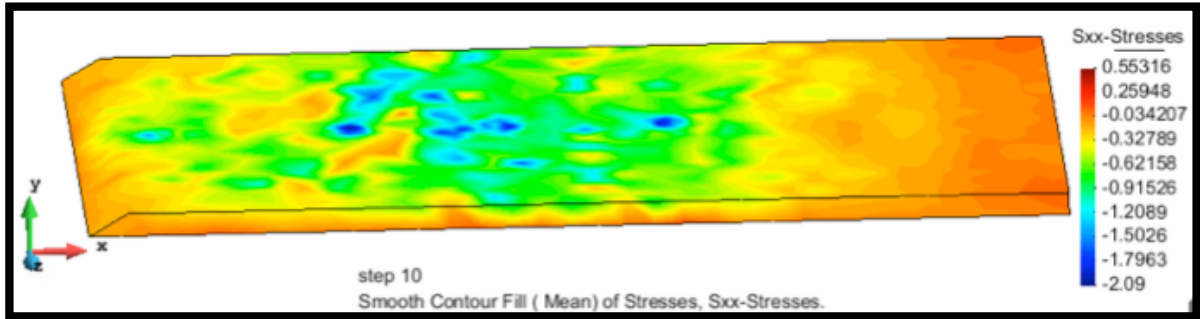


Figura 4.43 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior

En la Figura 4.44 muestra en la cara inferior esfuerzos de tensión en la parte central donde está la unión de mismos materiales con MR distintos. También se aprecian algunos puntos en el lateral derecho, el área restante está en compresión, pero con los esfuerzos de tensión presentes es suficiente para propagar fisuras y falla de la losa ya que son altos los esfuerzos de hasta 1.45 MPa.

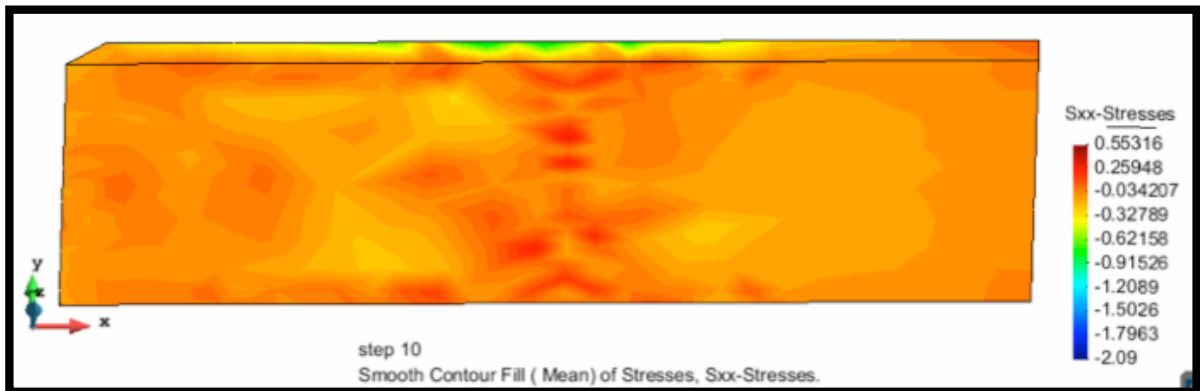


Figura 4.44 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior

La Figura 4.45 muestra la tendencia de deformación de la losa, más exhibida de la parte central, y tensionada en la parte inferior y lateral derecho.

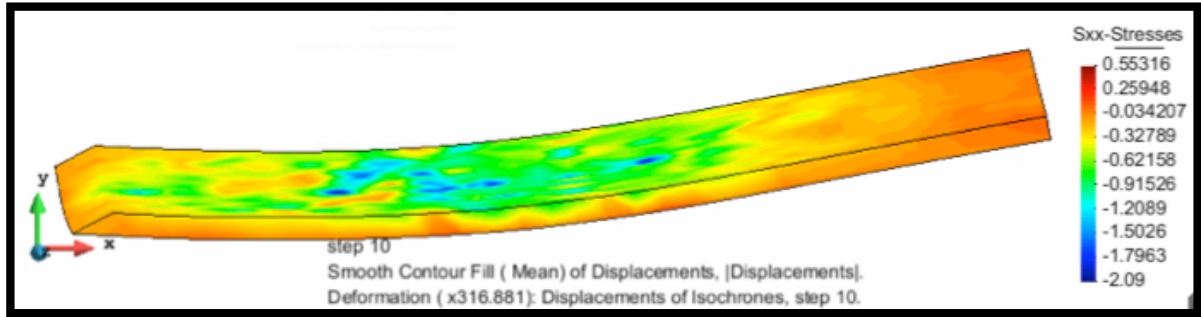


Figura 4.45 Deflexión de Losa

En la Figura. 4.46 muestra un alto esfuerzo de compresión en las primeras capas, con un incremento de tensión en la rueda 3 significativo, para después mantenerse prácticamente en 0 en toda la profundidad restante. Ese salto de esfuerzo en la rueda 3 genera un gran problema en la losa, que la lleva a la falla.

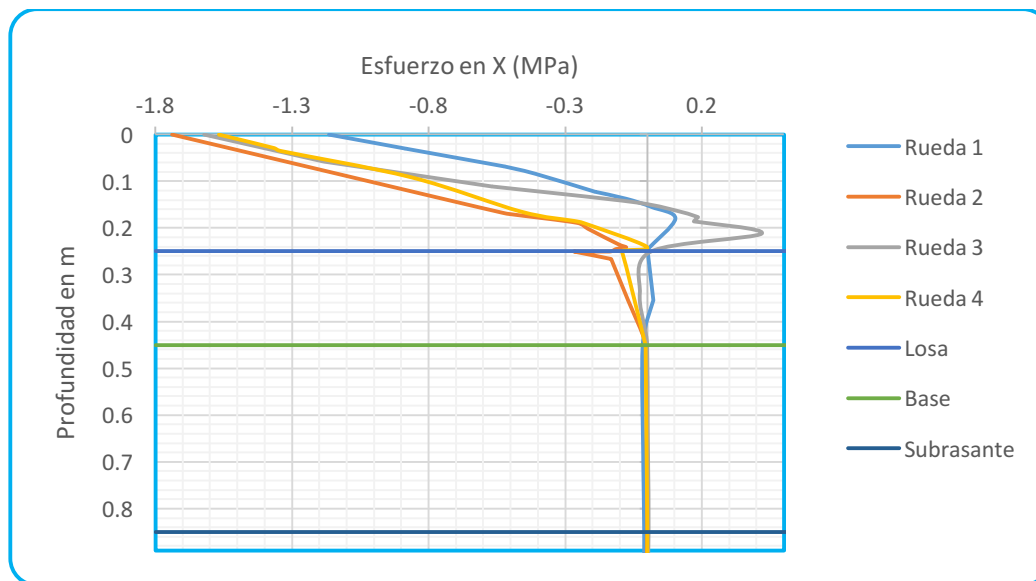


Figura. 4.46 Esfuerzo vs Profundidad Eje X

4.4.7 Caso 6 Modelo Combinado entre Caso 2 (Condiciones presentadas en el muestreo de campo) y Caso 4 (Condiciones obtenidas por el modelo 2D).

4.4.7.1 Condiciones Iniciales

Las condiciones bajo las que se modeló este caso son las mismas que la Tabla 4.22 y Tabla 4.24. La cuestión aquí fue que las capas de pavimento se dividieron en partes igual y

del lado izquierdo se aplicaron MR correspondientes al caso 2 y del lado derecho MR correspondientes al caso 4.

4.4.7.2 Resultados de Modelación

La Figura. 4.47 representa la losa que se encuentra prácticamente en compresión en toda su superficie incrementando hasta la parte central, dispersándose en varios puntos las zonas de mayor influencia que son las de color azul. Se puede decir que esta trabajando bien por esta cara.

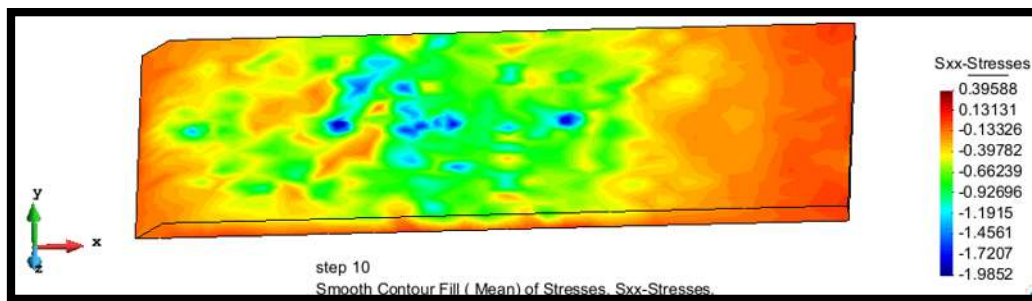


Figura. 4.47 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Superior

En la Figura. 4.48 se aprecia puntos tensionante con valores menores a los casos anteriores a lo largo de la junta que podría pasar desapercibidos en tanto no aumenten mayormente las cargas aplicadas para este modelo.

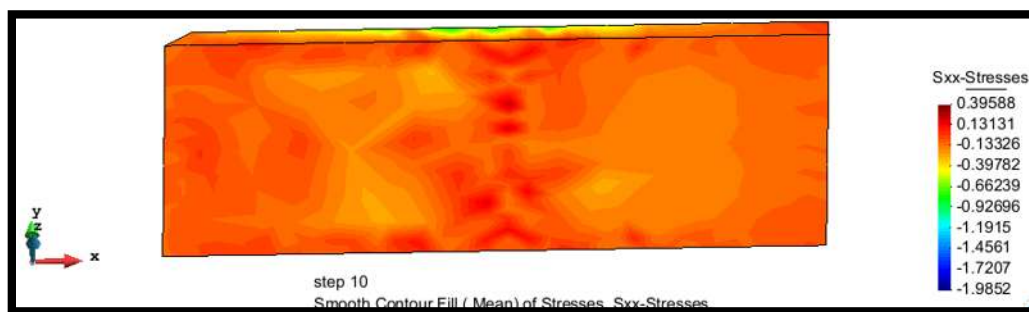


Figura. 4.48 Esfuerzo en Losa en Eje X Parte Inferior

En la Figura. 4.49 se muestra la tendencia de deflexión de la losa para este caso mostrando mayor discrepancia en la zona de rueda 2 y 3.

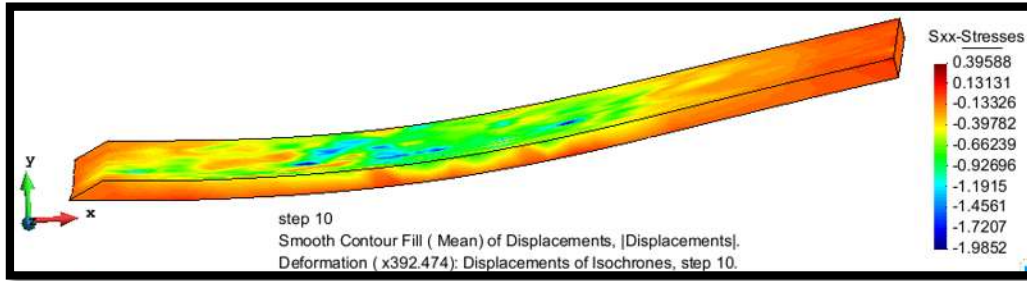


Figura. 4.49 Deflexión de Losa

La Figura. 4.50 muestra un salto en la rueda 3 parecido al caso anterior pero de menor magnitud, y esta vez el esfuerzo de compresión aumenta en poca proporción una vez que llega a 0.

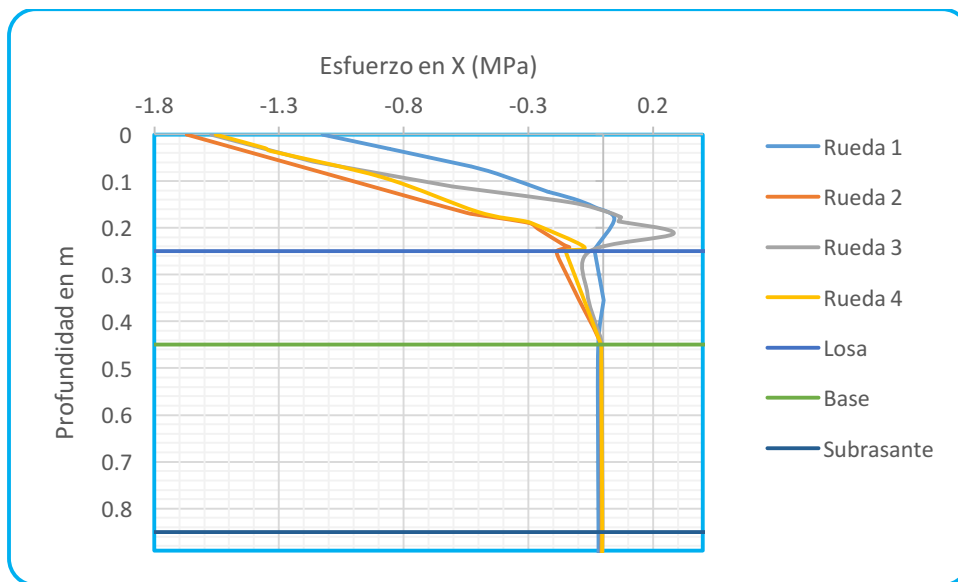


Figura. 4.50 Esfuerzo vs Profundidad Eje X

5. CONCLUSIONES

El propósito de esta investigación es el de aportar un beneficio a la sociedad, que brinde un conocimiento sólido y resuelva la problemática existente de las vías de comunicación. Es por ello que se eligió este tema en sí, considerado de gran importancia para la comodidad y ergonomía de los usuarios que transitan por la vía que dió pauta y entusiasmo a esta investigación.

Como primera etapa se realizó una revisión de la geología de la ciudad. Se observó que en las zonas bajas y cercanas a los ríos se presentan suelos volumétricamente inestables. La avenida solidaridad está desplantada sobre una zona con estas características. Para identificar la calidad del pavimento se hizo un levantamiento preliminar de IRI y se identificó el tramo más dañado superficialmente. Por fortuna, en el tramo crítico se estaba ejecutando una obra sanitaria y excavando a profundidad conveniente para hacer una exploración geotécnica. Se identificaron seis capas en una profundidad de 4.25 m, y se muestrearon para su estudio en laboratorio.

El material que constituye la zona de desplante es mala, debido a la presencia de un espesor de arcilla de 1.1 m que no se retiró en la construcción. Se observó un gran porcentaje de humedad a nivel superficial. Además, existen espesores pequeños de material de filtro y capas de pavimento de baja calidad. Después de ejecutar las pruebas básicas de laboratorio se supo que los materiales no cumplen con la normativa establecida por la SCT, como es granulometría, tamaño máximo de agregado, Límite Líquido, Índice de Plasticidad, grado de compactación principalmente, por mencionar las pruebas que fueron posible realizar para esta investigación.

Posteriormente se inició con los ensayos de Módulo Resiliente tomando como base la norma AASHTO- 307. Para cada material se realizaron ensayos con humedades en las cuales se pudo compactar el suelo. Los módulos de resiliencia mayores se presentaron en la rama seca con contenidos de agua cercanos a los óptimos de compactación. se concluye también, que la resistencia de los suelos con las condiciones de compactación y contenido de agua del sitio están por debajo de la resistencia máxima de cada uno, sobre todo en los suelos finos. Se realizaron alrededor de 70 pruebas de MR y se concluyó que no siempre los resultados son

los esperados, y que se necesita de análisis y proceso de los mismos para evitar errores experimentales.

Una vez obtenido los MR se analizó su comportamiento y se optó por ajustar los valores con el modelo de la nueva guía AASHTO. El modelo toma en cuenta la influencia de la succión en la variación del módulo de resiliencia. Se obtuvo buen ajuste en algunos casos de suelos finos y gruesos intercalados en las distintas etapas, lo único es que a humedades bajas tienden a perder resistencia drásticamente varios de los casos, comportándose parecido a la curva de compactación y alejándose del modelo AASHTO. Se cree que el modelo no es pertinente para estos tipos de suelos. Se optó por usar una ecuación de superficie en función de los esfuerzos netos y de la succión. Lo anterior ayudó a tomar una forma única, promediada del comportamiento eliminando la información fuera de rango; lo cual es crucial para comenzar con la etapa de modelación.

El suelo de base es deficiente, muy poroso y quebradizo, tiene buena respuesta en los ensayos de MR a bajas humedades, pero por arriba de ellas falla inmediatamente. La subrasante es bastante resistente con contenidos de agua inferiores al óptimo, es efectivo si se trabaja con contenidos de agua que van del 11 al 18%, por lo que hay que tener cuidado con su uso y compactación. El filtro, buen material como capa rompedora de capilaridad, pero este, debe ser de granulometría mal graduada, en campo el material contenía mucha arena, por tanto, pierde eficiencia. La arcilla y el limo para este caso obtuvieron comportamientos de módulo similares, mejores en ciertos rangos y malos en otros, pero la arcilla no soporta ciclos de carga por debajo de 12 % de humedad. Si se incrementa la succión en el sitio el material se reseca, se contrae y conlleva a deformarse súbitamente. El limo es estable con contenidos de humedad más bajos que 12%, pero aún así ambos se descartan por tener un límite líquido superior a 50%.

La modelación con elemento finito fue la etapa más complicada de esta investigación, se consultaron otros trabajos similares para optimizar los modelos realizados. Las fronteras entre cada suelo, sus diferencias en permeabilidades y las curvas de retención ocasionaron problemas de convergencia. Por lo que se hicieron muchas corridas cambiando métodos de solución, parámetros, mallas etc. Se pudo modelar satisfactoriamente la infiltración en las capas de suelo y el cambio de resistencia y deformación en la capa de arcilla. Lo que provocó un debilitamiento en el apoyo y causó esfuerzos de tensión en la losa. Al final se concluye

que la hipótesis establecida es verdadera, el incremento del contenido de agua en los suelos por causa del incremento del tirante de agua en el río tiene gran influencia en el desempeño del pavimento.

Dados los resultados de la modelación, en todos los escenarios la losa presenta esfuerzos de tensión en todas direcciones, y se concentran más en las juntas y en el lateral derecho, ya que en esa parte hay poca presencia de carga dinámica. Por el lateral izquierdo, se tiene socavación en el hombro, aunado al efecto de las cargas actuantes, se dan asentamientos fallando la losa totalmente y causando una deformación del área de contacto incómoda para el usuario. Esta última observación no se reprodujo en el modelo numérico, así también aspectos como raicez de árboles, total de juntas constructivas, infiltración por lluvia, aforos vehiculares para controlar la demanda en peso, etc. Todo lo anterior no fue tomado en cuenta por cuestiones de tiempo principalmente y simplificación del modelo ya que fue largo el proceso, por lo que en un futuro puede ser mejorado de manera significativa para obtener resultados más certeros.

La solución a la problemática de la falla del pavimento de la zona lateral al río Chiquito consiste en: revisar el diseño de pavimento, quitar o estabilizar el material volumétricamente inestable, controlar la ascensión capilar, instalar un drenaje y sobre todo una compactación adecuada a los suelos que cumplan la normativa. Por otro lado, los suelos se ven influenciados por la infiltración lateral, para evitarlo, se recomienda un muro de contención que la impida.

Como futuras líneas de investigación es optimizar el proceso de obtención de módulos de resiliencia utilizando trayectorias de humedecimiento y secado de las muestras de suelo, mejorar el proceso de modelado implementado más factores presentes en el sitio y entrar en modelado no lineal ya que para este estudio no se pudo realizar de momento.

6. BIBLIOGRAFÍA

DAWSON, A. (2008). *Water in Road Structure*. Nottingham, UK: Springer.

Mier, J. Mejía, J. Núñez, A. & Paniagua, W. (1982). *El Subsuelo de la Ciudad de Morelia*.

Jeong Ho Oha, E.G. Fernandoa¹, C. Holzschuher and D. Horhota. (Octubre 2012). Comparison of resilient modulus values for Florida flexible mechanistic-empirical pavement design. *International Journal of Pavement Engineering*, 13, 14.

Mehran Mazari¹, Imad Abdallah², Jose Garibay², and Soheil Nazarian². (2016). Correlating Nonlinear Parameters of Resilient Modulus Models for Unbound Geomaterials. *Procedia Engineering*, 143, 8.

Mehran Mazari, Eric Navarro, Imad Abdallah, Soheil Nazarian. (18 January 2014). Comparison of numerical and experimental responses of pavement systems using various resilient modulus models. *Soils and Foundations*, 54, 9.

Xue Luo, Fan Gu, Yuqing Zhang, Robert L. Lytton, Dan Zollinger. (9 June 2017). Mechanistic-empirical models for better consideration of subgrade and unbound layers influence on pavement performance. *Transportation Geotechnics*, 52, 17.

Garnica P., Pérez N., Nutes H., Gudiño M. (2012), “Evaluación del módulo de resiliencia, en trayectorias de humedecimiento y secado”, *Publicación Técnica No. 355*, Instituto Mexicano del Transporte.

Arriaga Patiño Mario C., Garnica P., Rico Rodríguez Alfonso, “Índice de Rugosidad Internacional en la Red Carretera de México. *Publicación Técnica No. 108*, Instituto Mexicano del Transporte.

Barrera M., Garnica P., Martínez F. (2004), “Influencia De La Succión En Los Cambios Volumétricos De Un Suelo Compactado”, Publicación Técnica No. 238, Instituto Mexicano del Transporte.

Duque Escobar Gonzalo, Escobar P., Carlos Enrique. (2016). Relaciones Gravimétricas y Volumétricas del Suelo. Universidad Nacional de Colombia Sitio web: <http://galeon.com/geomecanica>

Fredlund D.G., Rahardo H., Fredlund M.D.. (2012). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Canada: Wiley.

AASHTO. (2004). Guía de diseño de pavimentos. Environmental effects. E.E.U.U.

Code Bright. (2017). User’s Guide. Cataluña España: Universidad Politécnica de Cataluña.

Garnica P., Gómez J.A (2002), “Mecánica de Materiales para Pavimentos”, Publicación Técnica No. 197, Instituto Mexicano del Transporte.

Garnica P., Gómez J.A (2002), “Introducción a la Mecánica de suelos No Saturados en Vías Terrestres”, Publicación Técnica No. 198, Instituto Mexicano del Transporte.

SCT. (2013). Manual M-MMP-1-11/13. “Valor Soporte de California (CBR) y Expansión (Exp) en Laboratorio“. México.

Yang H., H. (2004). Pavement Analysis and Design. New Jersey: Pearson.

Zamora J. A. (2012). “Estudio de la deformabilidad y rigidez dinámica de una arena limosa de la región de Morelia (Tepetate)” Tesis de Licenciatura, UMSNH.

Chávez C. “Capítulo.01 Suelos Parcialmente Saturados”, Maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres Facultad de Ingeniería Civil Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Lu Ning y Likos W. J., 2004. Unsaturated Soils Mechanics. Jhon Wiley & Sons Inc, New Jersey.

SCT. (2003). Manual **M-MMP-1-02/03**. “Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelo“. México.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes. (2017). NOM-0.12-SCT-2-2017 . 2017, de SCT Sitio web: http://dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5485841&fecha=07/06/2017