



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción

Departamento de Construcción y Estructuras

Tesis:

Estudio de la vulnerabilidad estructural de las construcciones ante
fracturamientos por subsidencia

Presenta:

Ing. Pedro de Lira Gómez

Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil

Salida en Estructuras

Tutor:

Dr. Jesús Pacheco Martínez

Comité Tutorial:

Dr. Martín Hernández Marín

Aguascalientes, Ags. a 20 de mayo de 2016

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

DR. EN ING. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN
P R E S E N T E

Por medio del presente, como Tutor designado del estudiante **ING. PEDRO DE LIRA GÓMEZ** con ID **100183**, quien realizó la tesis titulada: **“Estudio de la vulnerabilidad estructural de las construcciones ante fracturamientos por subsidencia”** y con fundamento en el Art. 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia, me permito emitir el **VOTO APROBATORIO** para que él pueda proceder a imprimirla y así continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su amable consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”
Aguascalientes, Ags., a 16 de mayo de 2016

DR. JESÚS PACHECO MARTÍNEZ
TUTOR DE TESIS

DR. MARTÍN HERNÁNDEZ MARÍN
COTUTOR DE TESIS

c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC
c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil / Tutor de Tesis
c.c.p.- Dr. Martín Hernández Marín – Cotutor de Tesis
c.c.p.- Ing. Pedro de Lira Gómez – Alumno
c.c.p.- Archivo

V.B.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

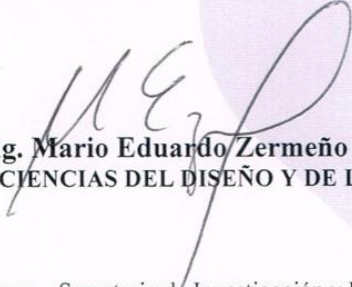
OFICIO No. CCDC-D-127-2016
ASUNTO: Conclusión de Tesis

DRA. GUADALUPE RUIZ CUELLAR
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO
PRESENTE.

Por medio de este conducto informo que el documento final de tesis titulado: **“Estudio de la vulnerabilidad estructural de las construcciones ante fracturamiento por subsidencia”**. Presentado por el sustentante: **ING. PEDRO DE LIRA GÓMEZ** con ID **100183** egresado de la **MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**, cumple las normas y lineamientos establecidos institucionalmente. Cabe mencionar que el autor cuenta con el voto aprobatorio correspondiente.

Para efecto de los trámites que al interesado convengan se extiende el presente, reiterándole las consideraciones que el caso amerite.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”
Aguascalientes, Ags., a 17 de mayo de 2016


Dr. en Ing. Mario Eduardo Zermeño de León
DECANO DEL C. DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN

- c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC.
- c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil / Tutor de Tesis.
- ✓ c.c.p.- Ing. Pedro de Lira Gómez – Egresado de la Maestría en Ingeniería Civil.
- c.c.p.- Lic. Delia Guadalupe López Muñoz – Jefe Sección de Certificados y Títulos.
- c.c.p.- Archivo

MEZL/rbv

Agradecimientos

A Dios por darme la fortaleza para lograr todo lo que me he propuesto y no dejarme claudicar ni abandonar a pesar de las adversidades y las dificultades que se han presentado en el camino, por permitirme llegar hasta el final de mis estudios.

A mis Padres por darme la vida, formarme como persona de bien con valores y enseñarme que el trabajo y la constancia son los pilares para lograr todo lo que uno se proponga.

A mis hermanas y hermanos por ser un apoyo incondicional durante toda mi vida y durante esta etapa, donde me alentaron a seguir para cumplir este objetivo de mi vida

A mi novia por estar siempre conmigo alentando, estando siempre en las buenas y en las malas, siendo un apoyo constante e incondicional, quien me alentaba para continuar.

A mi tutor de tesis y maestro Dr. Jesús Pacheco Martínez por sus paciencia y sus valiosos consejos y aportes, así como por su tiempo para resolver dudas y un motivador constante para desarrollar este proyecto.

A mis asesores Dr. Martin Hernández Marín y Dr. José Ángel Ortiz Lozano por los conocimientos proporcionados para llevar a buen puerto este trabajo, así como su paciencia para resolver dudas y amabilidad.

Al Padre Efrén por abrirme las puertas del Seminario Diocesano para permitirme realizar mi investigación, por su amabilidad y accesibilidad, así como un cálido trato.

A CONACYT por la beca proporcionada que fue fundamental para realizar mis estudios.

A mis compañeros de la maestría por su amistad y compañerismo, en especial a Javier, Memo, Mari, Edith, Rodolfo, Pepe por su apoyo para el desarrollo de este trabajo.

A Lilia por su amistad, apoyo y ayuda en momentos difíciles, así como por sus consejos que me ayudaron a finalizar este proyecto.

Dedicatorias

A mi mamá Ofelia por darme la vida, hacerme un hombre de bien y enseñarme que nada es fácil en esta vida que hay que luchar por lo que uno quiere, ganarse las cosas, enseñarme lo importante que es el trabajo, por estar para mí en cada momento.

A mi Papá Pedro por ser sus consejos y apoyo incondicional durante toda mi vida para lograr mis objetivos, por enseñarme la importancia del trabajo, la humildad, la sencillez y por hacerme una persona de bien.

A mi hermana Yadira por ser un apoyo incondicional siempre, por sus consejos, amistad y paciencia, así como por saber escuchar y ayudar durante momentos difíciles.

A mi novia Virginia por ser la mujer en la que lo he encontrado todo, por estar para mí siempre en las buenas y en las malas, por ser mi amiga y compañera, por sus valiosos consejos, por todo su apoyo durante el desarrollo de esta maestría, por no dejarme caer en los momentos más difíciles de mi vida, por hacerme feliz y porque siempre me hace sonreír.

“No dejes que termine el día sin haber crecido un poco, sin haber sido feliz, sin haber aumentado tus sueños. No te dejes vencer por el desaliento. No permitas que nadie te quite el derecho a expresarte, que es casi un deber. No abandones las ansias de hacer de tu vida algo extraordinario. No dejes de creer que las palabras y las poesías sí pueden cambiar el mundo. Pase lo que pase nuestra esencia está intacta. Somos seres llenos de pasión. La vida es desierto y oasis. Nos derriba, nos lastima, nos enseña, nos convierte en protagonistas de nuestra propia historia. Aunque el viento sople en contra, la poderosa obra continúa: Tú puedes aportar una estrofa. No dejes nunca de soñar, porque en sueños es libre el hombre. No caigas en el peor de los errores: el silencio. La mayoría vive en un silencio espantoso. No te resignes. Huye. “Emito mis alaridos por los techos de este mundo”, dice el poeta. Valora la belleza de las cosas simples. Se puede hacer bella poesía sobre pequeñas cosas, pero no podemos remar en contra de nosotros mismos. Eso transforma la vida en un infierno. Disfruta del pánico que te provoca tener la vida por delante. Vívela intensamente, sin mediocridad. Piensa que en ti está el futuro y encara la tarea con orgullo y sin miedo. Aprende de quienes puedan enseñarte. Las experiencias de quienes nos precedieron de nuestros “poetas muertos”, te ayudan a caminar por la vida. La sociedad de hoy somos nosotros: Los “poetas vivos”. No permitas que la vida te pase a ti sin que la vivas ...”

WALT WHITMAN

Índice General

Índice General.....	1
Índice de Tablas	4
Índice de Gráficas	6
Índice de Figuras.....	9
Resumen.....	13
Abstract	15
Introducción	17
Antecedentes y Planteamiento del Problema.....	17
Objetivos.....	21
Objetivo General	21
Objetivos Particulares	21
Alcances del Trabajo	23
Capítulo 1 Estado del Arte y Fundamentación Teórica.....	24
1.1 Falla Geológica	24
1.1.1 Definición de Falla Geológica.....	24
1.1.2. Características de las Fallas Geológicas.....	25
1.1.3. Clasificación de Fallas de Acuerdo a su Movimiento	26
1.1.4. Falla Oriente en el Fraccionamiento Libertad	28
1.2. Subsistencia	29
1.2.1. Definición de Subsistencia y Causas que la Generan	30
1.2.2. Tipos de Subsistencia.....	32
1.2.3. Subsistencia y Agrietamiento en el Municipio de Aguascalientes	35
1.3. Métodos para Medir las Magnitudes y Velocidades de Desplazamientos Generados por la Subsistencia.	36
1.3.1. Métodos Topográficos Convencionales	37
1.3.2. Métodos Geodésicos.....	38
1.3.3. Métodos Fotogramétricos.....	40
1.3.4. Métodos de Teledetección	41
1.4 Vulnerabilidad.....	44

1.4.1 Definición de Vulnerabilidad	45
1.4.2 Funciones de Fragilidad	48
1.4.3 Definición de los Estados de Daño.....	54
1.5 Método de los Elementos Finitos para el Análisis Estructural	57
1.5.1 Procedimiento para el Análisis de Elementos Finitos	58
1.5.2 Análisis Estático No Lineal Pushover y Pull-down.	59
1.6 Métodos Geofísicos y su Aplicación en la Evaluación de Problemas por Subsistencia	61
Capítulo 2 Metodología	65
2.1 Monitoreo de los Desplazamientos Verticales del Terreno a Ambos Lados de la Falla Oriente.....	65
2.2 Monitoreo de los Desplazamientos Verticales del Terreno en las Inmediaciones del Edificio de Filosofía del Seminario Diocesano de Aguascalientes.....	68
2.3 Investigación Preliminar del Edificio.....	69
2.4 Monitorización de las Deformaciones del Edificio de Filosofía del Seminario Diocesano de Aguascalientes	70
2.5 Metodología para el Análisis Pull-Down en la Edificación.....	72
2.6 Método Geofísico Empleado para la Detección de Fallas o Grietas en el Terreno Natural.....	73
Capítulo 3 Resultados	75
3.1 Resultados Obtenidos de la Monitorización de las Deformaciones de la Falla	75
3.1.1 Datos Obtenidos	75
3.1.2 Resultados de la Deformación Superficial del Terreno Natural en la Falla	79
3.1.3 Definición del Ancho de Afectación a Ambos Lados de la Falla	82
3.1.4 Resultados del Monitoreo de Cada Punto de las Secciones Estudiadas	88
3.2 Resultados del Estudio del Edificio de Filosofía en el Seminario Diocesano	109
3.2.1 Inspección Visual del Edificio.....	109
3.2.2 Datos Obtenidos del Monitoreo de las Deformaciones del Edificio de Filosofía	115
3.2.3 Resultados de las Deformaciones del Edificio	117
3.2.4 Resultados de Nivelaciones Diferenciales en el Edificio.	123
3.3 Resultados de la Prueba Geofísica en el Seminario Diocesano.....	134

3.3.1 Resultados de la Tomografía Eléctrica del Subsuelo 134

3.4 Resultados del Análisis Pull-Down y Curvas de Fragilidad 136

3.4.1 Descripción de la Edificaciones y Propiedades de los Materiales para el Análisis Pull- Down..... 136

3.4.2. Análisis de Cargas 138

3.4.3 Correlación de Daños con su Análisis Pull-Down 139

3.4.4 Curvas de Fragilidad..... 154

Conclusiones 161

Referencias 165



Índice de Tablas

Tabla 1.1 Características de las técnicas topográficas clásicas (Tomás et al., 2005)	37
Tabla 1.2 Características de las técnicas geodésicas (Tomás et al., 2005)	39
Tabla 1.3 Características de los métodos fotogramétricos (Tomás et al., 2005)	41
Tabla 1.4 Características principales de las técnicas de teledetección (Tomás et al., 2005)	44
Tabla 3.1.- Niveles Reducidos de la Monitorización de la Falla Geológica Sección A	76
Tabla 3.2.- Niveles Reducidos de la Monitorización de la Falla Geológica Sección B	77
Tabla 3.3.- Deformaciones Verticales Acumuladas de la Superficie del Terreno en la Sección A	80
Tabla 3.4.- Deformaciones Verticales Acumuladas de la Superficie del Terreno en la Sección B	81
Tabla 3.5.- Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros	116
Tabla 3.6.- Continuación Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros	116
Tabla 3.7.- Continuación Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros	117
Tabla 3.8.- Continuación Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros	117
Tabla 3.9.- Niveles de la Monitorización del Edificio de Filosofía Sección SA	124
Tabla 3.10.- Niveles de la Monitorización del Edificio de Filosofía Sección SB	124
Tabla 3.11.- Propiedades Mecánicas de la Mampostería de Tabique de Barro Recocido..	137
Tabla 3.12.- Bajada de Cargas para Losa de Azotea	138
Tabla 3.13.- Bajada de Cargas para Losa de Entrepiso	139
Tabla 3.14.- Cargas Vivas.....	139
Tabla 3.15.- Estado de Daño para Muro de Mampostería de Tabique de Barro Rojo Recocido	155
Tabla 3.16.- Esfuerzos Máximos y Hundimientos Máximos en Muros de Mampostería ..	156
Tabla 3.17.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Tabique de Barro Recocido Analizados con el Método Pull-Down	156
Tabla 3.18.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Tabique de Barro Recocido Analizados con el Método Pull-Down (Continuación).....	157
Tabla 3.19.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Piezas de Concreto Analizados con el Método Pull-Down	157

Tabla 3.20.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Block Liso 15 de Concreto Analizados con el Método Pull-Down..... 158

Tabla 3.21.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Tabique de Barro con Huecos Verticales Analizados con el Método Pull-Down 158



Índice de Graficas

Gráfica 1.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P1.....	89
Gráfica 2.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P2.....	89
Gráfica 3.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P3.....	90
Gráfica 4.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P4.....	91
Gráfica 5.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P5.....	91
Gráfica 6.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P6.....	92
Gráfica 7.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P7.....	93
Gráfica 8.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P8.....	93
Gráfica 9.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P9.....	94
Gráfica 10.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P10.....	94
Gráfica 11.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P11.....	95
Gráfica 12.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P12.....	96
Gráfica 13.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P13.....	96
Gráfica 14.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P14.....	97
Gráfica 15.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P15.....	98
Gráfica 16.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P16.....	98
Gráfica 17.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P17.....	99
Gráfica 18.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P1.....	100
Gráfica 19.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P2.....	100
Gráfica 20.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P3.....	101
Gráfica 21.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P4.....	101
Gráfica 22.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P5.....	102
Gráfica 23.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P6.....	103
Gráfica 24.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P7.....	103
Gráfica 25.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P8.....	104
Gráfica 26.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P9.....	104
Gráfica 27.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P10.....	105
Gráfica 28.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P11.....	105
Gráfica 29.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P12.....	106

Gráfica 30.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P13	106
Gráfica 31.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P14	107
Gráfica 32.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P5	108
Gráfica 33.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P16	108
Gráfica 34.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-1	118
Gráfica 35.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-2	119
Gráfica 36.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-3	119
Gráfica 37.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-4	120
Gráfica 38.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-5	121
Gráfica 39.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-6	121
Gráfica 40.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-7	122
Gráfica 41.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-8	123
Gráfica 42.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P1.....	126
Gráfica 43.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P2.....	127
Gráfica 44.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P3.....	127
Gráfica 45.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P4.....	128
Gráfica 46.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P5.....	128
Gráfica 47.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P6.....	129
Gráfica 48.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P1	129
Gráfica 49.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P2.....	130
Gráfica 50.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P3.....	130
Gráfica 51.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P4.....	131
Gráfica 52.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P5.....	131
Gráfica 53.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P6.....	132
Gráfica 54.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P7	132
Gráfica 55.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P8.....	133
Gráfica 56.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P9	133
Gráfica 57.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Tabique de Barro Recocido.....	159
Gráfica 58.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Piezas de Concreto.....	159

Gráfica 59.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Block Liso 15160
Gráfica 60.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Tabique de Barro con Huecos
Verticales160



Índice de Figuras

Figura 1.- Características de las fallas geológicas (Láriz, 2013)	26
Figura 2.- Características de las fallas geológicas (Láriz, 2013)	26
Figura 3.- Falla normal (INPRES, 2015).....	27
Figura 4.- Falla inversa (INPRES, 2015).....	27
Figura 5.- Falla de desgarre o desplazamiento de rumbo (INPRES, 2015).....	28
Figura 6.- Estructura tectónica de graben	28
Figura 7.- Esquema de funcionamiento del sistema DORIS (Tomás et al., 2005).....	39
Figura 8.- Componentes del LIDAR (Tomás et al., 2005)	43
Figura 9.- Definición de Riesgo (CENAPRED, 2014).....	46
Figura 10.- Curva de fragilidad típica (ACT-58, 2011).....	50
Figura 11.- Estados de daños para los estados límites ELS, ELO, ELDC y ELU (Astroza y Schmidt, 2004).....	56
Figura 12.- Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover (Bonett, 2003).	60
Figura 13.- Ubicación de la Zona en Estudio de la Falla Geológica	65
Figura 14.- Puntos de Monitoreo	66
Figura 15.- Equipo Topográfico Utilizado para Realizar Nivelaciones	67
Figura 16.- Ubicación de la Zona en Estudio, Ed. Filosofía Seminario Diocesano	69
Figura 17.- Fisurómetro	71
Figura 18.- Colocación de Fisurómetro	71
Figura 19.- Equipo de Campo para Adquisición de Datos de Resistividad.....	71
Figura 20.- Estudio de Campo	74
Figura 21.- Secciones de Monitoreo	78
Figura 22.- Perfiles de Terreno de la Sección A de Monitoreo	79
Figura 23.- Perfiles de Terreno de la Sección B de Monitoreo	79
Figura 24.- Deformación Vertical del Terreno en las Secciones Monitoreadas	83
Figura 25.- Elevación de Puntos Monitoreados Sección A	84
Figura 26.- Primer Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A.....	84

Figura 27.- Segunda Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A.....	85
Figura 28.- Tercera Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A.....	85
Figura 29.- Cuarta Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A.....	85
Figura 30.- Elevación de Puntos Monitoreados Sección A	86
Figura 31.- Primer Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B	86
Figura 32.- Segunda Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B	86
Figura 33.- Tercera Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B	87
Figura 34.- Cuarta Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B	87
Figura 35.- Planta Baja	111
Figura 36.- Primer Nivel.....	111
Figura 37.- Segundo Nivel.....	112
Figura 38.- Daños en Edificio por Hundimientos Diferenciales	113
Figura 39.- Daños en Edificio por Hundimientos Diferenciales	114
Figura 40.- Localización de los Fisurómetros en la Planta Baja	115
Figura 41.- Localización de los Fisurómetros Primer Nivel.....	115
Figura 42.- Fisurómetro F-1.....	118
Figura 43.- Fisurómetro F-2.....	118
Figura 44.- Fisurómetro F-3.....	119
Figura 45.- Fisurómetro F-4.....	120
Figura 46.- Fisurómetro F-5.....	120
Figura 47.- Fisurómetro F-6.....	121
Figura 48.- Fisurómetro F-7.....	122
Figura 49.- Fisurómetro F-8.....	122
Figura 50.- Secciones de Monitoreo	125
Figura 51.- Perfil de Terreno de Sección SA Monitoreada	125

Figura 52.- Perfil de Terreno de Sección SB Monitoreada..... 126

Figura 53.- Representación Gráfica del Edificio y la Tomografía Eléctrica 134

Figura 54.- Tomografía Eléctrica del Subsuelo 135

Figura 55.- Perfil Estratigráfico 135

Figura 56.- Curva Esfuerzo-Deformación para Compresión de la Mampostería (Kaushik et al. 2007) 137

Figura 57.- Detalle de Losa de Azotea 138

Figura 58.- Detalle de Losa de Entrepiso 138

Figura 59.- Zona de Hundimiento de la Edificación 140

Figura 60.- Trayectoria de Hundimiento 140

Figura 61.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 1 Asentamiento 0.1875 cm (SAP2000 V.14) 141

Figura 62.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 2 Asentamiento 1.6875 cm (SAP2000 V.14) 141

Figura 63.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 3 Asentamiento 3.1875 cm (SAP2000 V.14) 142

Figura 64.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 4.6875 cm (SAP2000 V.14) 142

Figura 65.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 6.1875 cm (SAP2000 V.14) 142

Figura 66.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 6.4048 cm (SAP2000 V.14) 143

Figura 67.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 1 Asentamiento 0.1875 cm (SAP2000 V.14) 143

Figura 68.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 2 Asentamiento 1.6875 cm (SAP2000 V.14) 144

Figura 69.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 3 Asentamiento 3.1875 cm (SAP2000 V.14) 144

Figura 70.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 4.6875 cm (SAP2000 V.14) 145

Figura 71.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 5.8594 cm (SAP2000 V.14) 145

Figura 72.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 1 Asentamiento 0.1569 cm (SAP2000 V.14) 146

Figura 73.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 2 Asentamiento 1.4124 cm (SAP2000 V.14) 146

Figura 74.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 3 Asentamiento 2.6679 cm (SAP2000 V.14) 147

Figura 75.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 3.9234 cm (SAP2000 V.14) 147

Figura 76.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 5.2574 cm (SAP2000 V.14) 148

Figura 77.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 6.085 cm (SAP2000 V.14) 148

Figura 78.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 4.6875 cm (SAP2000 V.14) 149

Figura 79.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 6.1875 cm (SAP2000 V.14) 149

Figura 80.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 7.6875 cm (SAP2000 V.14) 150

Figura 81.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 7 Asentamiento 9.1875 cm (SAP2000 V.14) 150

Figura 82.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 8 Asentamiento 10.6875 cm (SAP2000 V.14) 151

Figura 83.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 11.4501 cm (SAP2000 V.14) 151

Figura 84.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje F 152

Figura 85.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje D..... 153

Figura 86.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje C..... 153

Figura 87.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje 14 154

Resumen

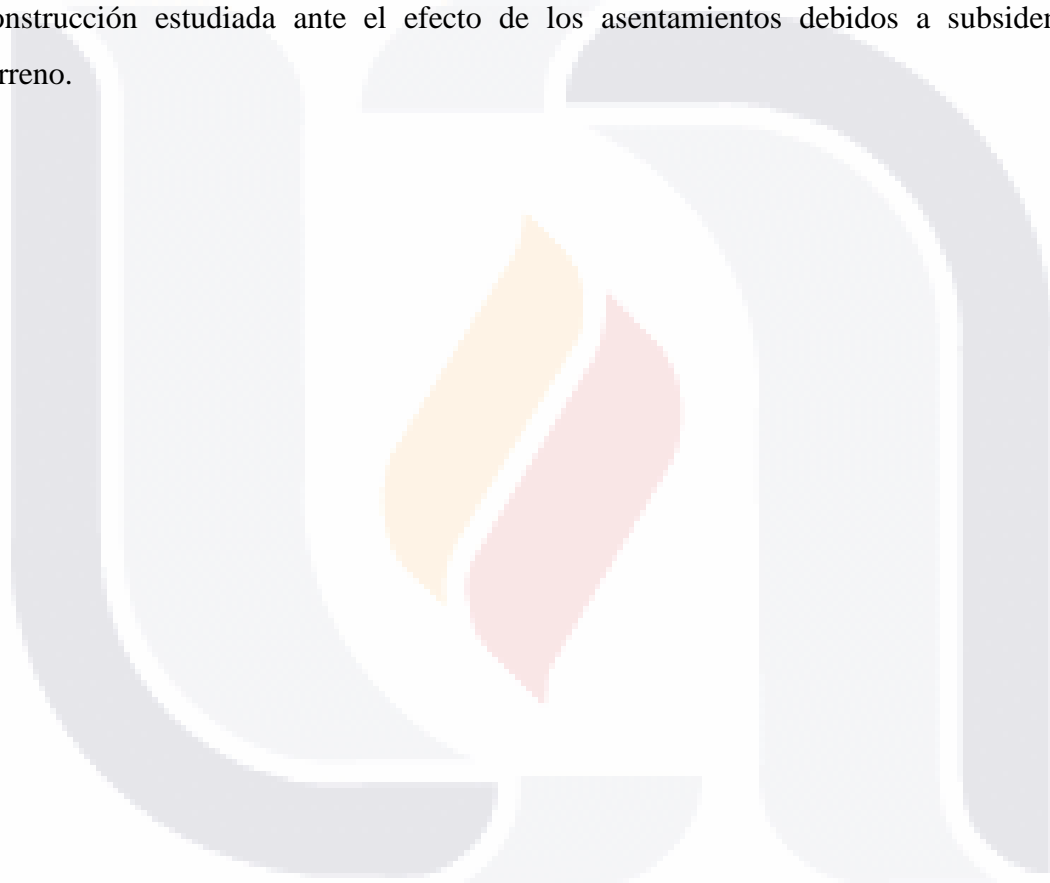
El fallamiento del terreno debido a la subsidencia asociada a la extracción de agua subterránea ha causado daños en la infraestructura urbana y las construcciones en muchas ciudades como Celaya, Querétaro, San Luis Potosí, etc. Tan solo en Aguascalientes se reportaron 1438 edificios dañados como consecuencia de la subsidencia del terreno (SIFAGG, 2009). Los estudios que abordan la evaluación del riesgo de la infraestructura y las construcciones ante los efectos de la subsidencia son incipientes, por lo que la evaluación de peligrosidad, vulnerabilidad y riesgo relacionado a la ocurrencia de subsidencia es una línea de investigación en subsidencia pertinente y de interés tanto académico como práctico.

El propósito de este trabajo es el de mostrar los elementos involucrados en el desarrollo de una metodología para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras típicas de la ciudad de Aguascalientes ante el efecto de los fracturamientos y fallas asociadas a subsidencia.

El estudio se divide en dos partes principalmente, siendo la primera el monitoreo de los desplazamientos y anchos de afectación de una franja de la Falla Oriente ubicada en las inmediaciones del Fracc. Libertad al norte de la ciudad de Aguascalientes y el monitoreo de las patologías del edificio de Filosofía ubicado en el Seminario Diocesano de Aguascalientes, el cual presenta daños asociados a subsidencia del terreno empleando fisurómetros con la finalidad de cuantificar las deformaciones que lo afectan. La segunda parte del estudio consistió en realizar una simulación numérica del edificio utilizando el programa Sap2000 V.14 para determinar las condiciones de seguridad y estabilidad simulando el incremento esperado de las afectaciones causadas por asentamientos diferenciales aplicando la técnica de Pull-Down para evaluar el desempeño de la estructura ante estos hundimientos y con esto se generaron las curvas de fragilidad con las cuales se evalúa de manera cuantitativa el estado de daño en el que se encuentra el edificio asociado a la subsidencia del terreno.

Así mismo se realizó una prueba geofísica utilizando el método de resistividad eléctrica tomando una tomografía eléctrica del subsuelo en el cual se encuentra desplantado el inmueble, con lo que se definió la estratigrafía del suelo y se descartó la existencia de una falla o fracturamiento del terreno que estuviera afectando al edificio.

Los resultados permitieron definir de una manera fundamentada el ancho de influencia del fracturamiento monitoreado, así como definir un índice de vulnerabilidad de la construcción estudiada ante el efecto de los asentamientos debidos a subsidencia del terreno.



Abstract

The fall of the lot due to the associated subsidence the extraction of subterranean water you have caused damages in the urbane infrastructure and the constructions at many cities like Celaya, Querétaro, San Luis Potosí, etc. Only 1438 buildings damaged as a consequence of the subsidence of the lot yielded themselves in Aguascalientes (SIFAGG, 2009). The studies that tackle the evaluation of the risk of the infrastructure and the constructions in front of the subsidence's effects are incipient, which is why the evaluation of dangerousness, vulnerability and risk related to subsidence's funny remark is a line of investigation in pertinent and interest subsidence so much academic like pilot.

The purpose of this work is to show the elements implicated in the development of a methodology to evaluate the vulnerability of the typical structures of Aguascalientes's city in front of the fracturamientos's effect and correlated faults subsidence.

The study splits into two parts principally, being the first the monitoring of the displacements and widths of affectation of a stripe of the fault Orient located at the Fraccionamiento Libertad north of the city of Aguascalientes and the monitoring of the pathologies of the building of Filosofía once which was located in Seminario Diocesano de Aguascalientes presents correlated damages subsidence of the lot using fisurometros with the purpose to quantify the deformations that affect it. Second part of the study involved accomplishing a numerical simulation of the building utilizing the program Sap2000 V.14 to determine safeness's and stability simulating the increment expected of the affectations caused by differential settlements applying Pull Down's technique to evaluate the performance of the structure in front of these sinking's and with this the curves of frailty which the status of damage that the subsidence of the lot finds itself the correlated building in evaluates itself with of quantitative way generated themselves.

Likewise, the subsoil which you meet in once the real estate property was uprooted so that the stratigraphy of the ground was circumscribed accomplished a geophysical proof utilizing the method of electric resistivity taking from an electric tomography and the existence discarded a fault or fracture of the lot that be affecting the building.

The results allowed defining of a well-founded way the width of influence of the fracture monitored, as well as circumscribing an index of vulnerability of the construction gone into in front of the effect of the proper settlements subsidence of the lot.



Introducción

Antecedentes y Planteamiento del Problema

Desde la antigüedad el desarrollo de las ciudades está estrechamente relacionado con la presencia y disponibilidad del agua. Actualmente los pueblos y ciudades ubicados en valles aluviales, han experimentado un gran crecimiento debido a que este tipo de zonas favorecen la agricultura, la ganadería y el desarrollo de industrias. Sin embargo, cuando el abasto de agua superficial ya no es suficiente para mantener el desarrollo de estas ciudades se ha optado por hacer uso de las aguas subterráneas, (Pacheco et al., 2011). Esta práctica ha traído como consecuencia una sobreexplotación de los acuíferos, lo que implica una extracción mayor que la recarga natural, provocando un hundimiento o descenso lento del terreno conocido como *subsistencia*.

De acuerdo con Pacheco et al., (2012), algunas de las consecuencias de mayor impacto de la subsistencia del terreno son la generación de fracturas y fallas en el mismo lo que genera problemas económicos, legales, sociales e incluso, ambientales, dado que se presentan daños en las construcciones y en la infraestructura, además de que son un riesgo de contaminación de los acuíferos por la infiltración que puede ocurrir a través de éstas.

Específicamente, respecto a los daños que este fenómeno produce en las construcciones se pueden identificar los siguientes: fisuramiento en muros, asentamientos diferenciales, fisuras en elementos estructurales como losas, trabes y columnas; distorsiones en marcos de puertas y ventanas y levantamiento de pisos, entre otros. Estas patologías causan que las construcciones experimenten daños que van desde leves hasta aquellos que ponen en riesgo su estabilidad estructural.

Los daños causados por los fracturamientos del terreno representan un costo considerable para los propietarios de los inmuebles afectados, inclusive en algunos casos son una pérdida total del patrimonio familiar y único de los afectados. En el mismo orden de ideas,

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

las afectaciones en la infraestructura pública representan gastos cuantiosos en reparaciones que los gobiernos de las ciudades afectadas deben sufragar.

Se ha identificado como una de las principales causas de esta problemática, la sobreexplotación de los acuíferos, ya que según Rodríguez y Rodríguez (2006) se estima que del 60 al 65 % del total del agua que se consume en el país proviene de acuíferos subterráneos. Hoy en día, como ya se señaló, en casi cualquier lugar donde se practique la sobreexplotación de acuíferos constituidos principalmente por rellenos granulares poco consolidados, se padece en menor o mayor grado, los problemas causados por la *subsistencia*, (Pacheco et al., 2011).

México no está exento de este fenómeno. Son muchas las ciudades que experimentan los efectos causados por la subsistencia del terreno. Algunas de las principales zonas afectadas por este suceso, en el centro de México, son: el Valle de Querétaro afectando principalmente las poblaciones de Santiago de Querétaro; el Valle de San Luis Potosí causando problemas en las ciudades de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez; el Valle de Tesislán afectando a la población de Nextipac; el Valle de México siendo las más afectadas la Ciudad de México, la Delegación Iztapalapa y Chalco, el Valle de Toluca siendo Toluca la más afectada; los Valles del Bajío como lo son Celaya, Irapuato, Silao y Salamanca; el Valle de Morelia siendo la principal ciudad afectada Morelia y finalmente el Valle de Aguascalientes cuyas principales poblaciones afectadas son Aguascalientes, Jesús María, San Francisco de los Romo, Pabellón de Arteaga, Rincón de Romos y Cosió (Pacheco et al., 2011).

En Aguascalientes, México este fenómeno comenzó a observarse en la década de los 80s cuando varios edificios, carreteras y otro tipo de infraestructura empezaron a experimentar daños en su estructura, principalmente, fisuras de muros, grietas y pequeños asentamientos diferenciales. Adicionalmente, se observaron fallas en terrenos no urbanizados cercanos a los edificios afectados.

En el mismo orden de ideas, se ha propuesto que los factores que explican que Aguascalientes es susceptible a que se genere subsidencia con la consecuente aparición de fracturas y grietas en el terreno, son principalmente las condiciones naturales del Valle, tales como el hecho de que el Valle se encuentra dentro de un graben tectónico delimitado por dos fallas normales, y que su acuífero está constituido por rellenos fluviales y aluviales con potencial de consolidación y que el Valle se encuentra en una zona con clima semiárido, lo que implica que la evapotranspiración es más grande que la precipitación (Pacheco et al., 2013).

Según Pacheco et al., (2012) y de acuerdo con lo señalado por SIFAGG (2009), indicaron que para el año 2009 existían 277 fallas o fracturas asociadas a la subsidencia del terreno, las cuales sumaban una longitud de 322.16 Km, estimándose un ancho de afectación de las fracturas de 10 m por lo que se puede calcular que afectan una superficie de 321 hectáreas en el Valle de Aguascalientes.

Los mismos autores señalan que se estima que un área de 900 Km² es susceptible de presentar hundimientos y que se generen nuevas zonas de fracturas. Actualmente, se reportan 1820 edificios dañados como consecuencia de la subsidencia del terreno en el Valle de Aguascalientes, de los cuales 1438 se ubican en la ciudad de Aguascalientes (SIFAGG, 2009), tratándose principalmente de casas habitación de distintos tipos, que han sido dañadas indirecta o directamente por las fallas y presentando diferentes grados de afectación desde daños mínimos hasta la pérdida total del inmueble.

Los datos anteriores muestran que es de vital importancia para el desarrollo urbano de la ciudad de Aguascalientes y de la región la ejecución estudios que cuyos resultados puedan usarse para la prevención y mitigación de los daños causados por subsidencia. De acuerdo con Pacheco et al., (2011) una de las líneas de investigación en subsidencia poco abordada es la evaluación de la vulnerabilidad de las construcciones ante los efectos de los fracturamientos del terreno asociados a subsidencia. Los resultados de esta línea de investigación aportarían elementos para reglamentar de una manera fundamentada los requisitos de refuerzo y materiales a emplear en las edificaciones para que resistan las

deformaciones causadas por este fenómeno. Los resultados permitirán adicionalmente definir los anchos de afectación reales de los fracturamientos con lo que se podría proponer una zonificación de peligrosidad. La determinación de ambos elementos, vulnerabilidad de las construcciones y la peligrosidad de los fracturamientos permitiría evaluar el riesgo de las construcciones en base a su vulnerabilidad y al nivel de peligro al que se encuentran expuestas de acuerdo a su cercanía o lejanía a un fracturamiento.

El estudio de la vulnerabilidad que presenta una construcción ante la presencia de un fenómeno natural potencialmente dañino ha sido estudiada principalmente para los efectos de sismo y viento (CENAPRED, 2014), (Maldonado et al., 2007), (Ramírez et al., 2007) entre otros, pero no para el efecto de agrietamientos y fallamientos del terreno asociados a subsidencia, que es un fenómeno que afecta gravemente a la ciudad de Aguascalientes como ya se mencionó anteriormente. Es por tanto que existe la necesidad de intentar desarrollar una metodología que nos permita evaluar de una manera sustentada el grado de vulnerabilidad y riesgo que presenta una construcción típica de la ciudad de Aguascalientes ante fallas o fracturamientos asociados a subsidencia del terreno, que nos ayude a dar soluciones adecuadas para los propietarios de predios o edificaciones afectados por este problema, con lo cual podamos garantizar la integridad de los habitantes de la ciudad de Aguascalientes, tanto en sus personas como en sus bienes.

Objetivos

Objetivo General

El propósito de este proyecto es el de generar una metodología para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras típicas de la ciudad de Aguascalientes ante el efecto de los fracturamientos y fallas asociadas a subsidencia.

Objetivos Particulares

- 1.- Revisión del estado del arte.
- 2.- Definir el ancho de afectación a ambos lados de las fracturas con los resultados obtenidos de la monitorización de los movimientos superficiales de las zonas de estudio.
- 3.- Estudiar las afectaciones causadas por asentamientos diferenciales en el edificio de Filosofía del Seminario Diocesano con la finalidad de obtener datos que permitan calibrar un modelo numérico para evaluar la vulnerabilidad de una estructura típica de la ciudad de Aguascalientes.
- 4.- Realizar simulación de escenarios futuros del comportamiento estructural del edificio de Filosofía del Seminario Diocesano, para definir el nivel de daño que puede experimentar sin poner en riesgo su estabilidad estructural.
- 5.- Proponer una clasificación del nivel de vulnerabilidad de las construcciones en base a la simulación numérica realizada del edificio del seminario.
- 6.- Proponer una zonificación de peligrosidad en base a la caracterización de las zonas de fracturamiento.

7.- Proponer una metodología preliminar para evaluar el riesgo que una construcción tiene de experimentar daños en base a su vulnerabilidad y el grado de exposición a un fracturamiento por subsidencia.



Alcances del Trabajo

Los alcances de este trabajo estarán dados de acuerdo a lo planteado en los objetivos, así como por las dificultades que se deriven de la obtención de datos de buena calidad durante el tiempo de monitoreo de las zonas de estudio, así como la realización de modelos numéricos que representen de manera correcta el comportamiento de la estructura de estudio.

Este trabajo se enfocó solo en la problemática presente en el estado de Aguascalientes, basándose exclusivamente en las dos zonas de estudio seleccionadas, siendo estas el Seminario Diocesano del Municipio de Aguascalientes y un terreno baldío localizado en el fraccionamiento Libertad en el Municipio de Aguascalientes, con la finalidad de crear una metodología que nos permita evaluar la vulnerabilidad de una estructura típica de la ciudad de Aguascalientes que presente daños o afectaciones causadas por subsidencia y fracturamientos del terreno.

Capítulo 1 Estado del Arte y Fundamentación Teórica

1.1 Falla Estudiada

La falla asociada a subsidencia en estudio se encuentra en el Fracc. Libertad en el Municipio de Aguascalientes, pertenece a la falla oriente que atraviesa el estado, por lo cual es indispensable definir y mostrar las características de las fallas geológicas para poder describir la falla en estudio.

1.1.1 Definición de Falla Geológica

En el área de geología, (Bates y Jackson, 1980) citado por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES, 2015) una *falla* se define como una fractura o zona de fracturas a lo largo de la cual ha ocurrido un desplazamiento relativo de los bloques paralelos a la fractura.

En esencia, una falla es una discontinuidad que se genera debido a la ruptura de grandes bloques de rocas en la Tierra cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas, (INPRES, 2015).

La actividad de una falla geológica estará definida en términos generales por la acumulación de su desplazamiento en el tiempo geológico, siendo así una falla activa aquella que ha acumulado algún movimiento en un pasado reciente geológicamente hablando. El movimiento repentino de una falla produce sismos, seguida de un lapso de tiempo de inactividad, a este tipo de fallas se les denomina de tipo sísmicas, mientras que existen otras donde los desplazamientos se pueden dar de manera lenta y continua, los cuales pueden ser observados durante varios años de monitoreo, a este tipo de fallas se les conoce como asísmicas o reptantes, (INPRES, 2015).

Existen otro tipo de fallas o discontinuidades del terreno que se originan por causas antropogénicas, como lo es el abatimiento del nivel de aguas subterráneas en zonas donde

las formaciones geológicas superficiales están constituidas por sedimentos no consolidados y compresibles, las cuales se desarrollan en la superficie del terreno natural propagándose a cierta profundidad del subsuelo, (Diagnostico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México, 2014).

1.1.2. Características de las Fallas Geológicas

A continuación se presentan las principales características que describen a las fallas geológicas (Universidad Técnica de Loja, 2008) citado por (Láriz, 2013):

Dirección: Es el ángulo formado por una línea horizontal que se encuentra en el plano de falla con el eje norte-sur.

Buzamiento: Es el ángulo que se forma entre el plano de falla y la horizontal.

Salto de Falla: Distancia entre un punto dado en uno de los bloques y el correspondiente en el otro.

Escarpe: Distancia vertical entre las superficies de los bordes.

Plano de falla: Es la superficie donde se produce la fractura y el desplazamiento de los bloques.

En las figuras 1 y 2 que se muestran a continuación se representan las características de las fallas mencionadas en este capítulo.

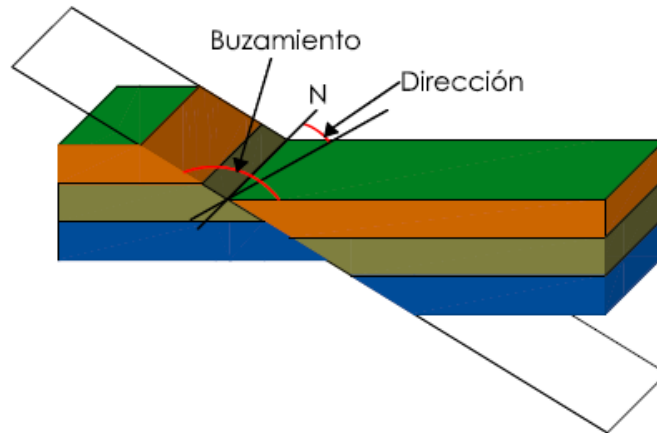


Figura 1.- Características de las fallas geológicas (Láriz, 2013)

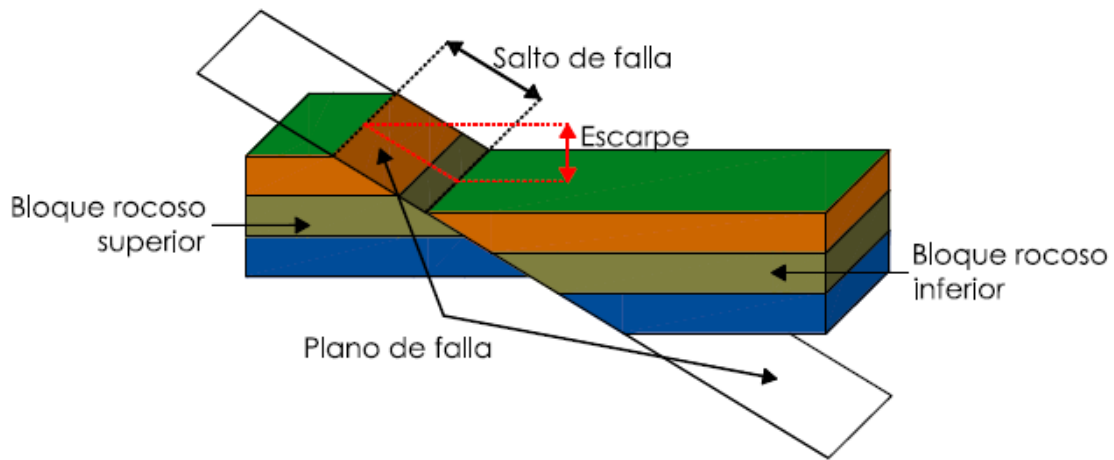


Figura 2.- Características de las fallas geológicas (Láriz, 2013)

1.1.3. Clasificación de Fallas de Acuerdo a su Movimiento

Las fallas se clasifican en tres tipos principalmente, según sea la dirección del desplazamiento de las rocas que cortan (INPRES, 2015):

Falla normal: Se generan por tensión horizontal. Las fuerzas inducidas en la roca son perpendiculares a la línea de ruptura superficial, y el movimiento es predominantemente vertical respecto al plano de falla, este generalmente posee un ángulo de 60 grados respecto a la horizontal. El bloque que se encuentra por encima del plano de falla se le llama techo y

se desliza hacia abajo; mientras que el bloque que se encuentra por debajo del plano de falla y asciende se le denomina piso (Figura 3).

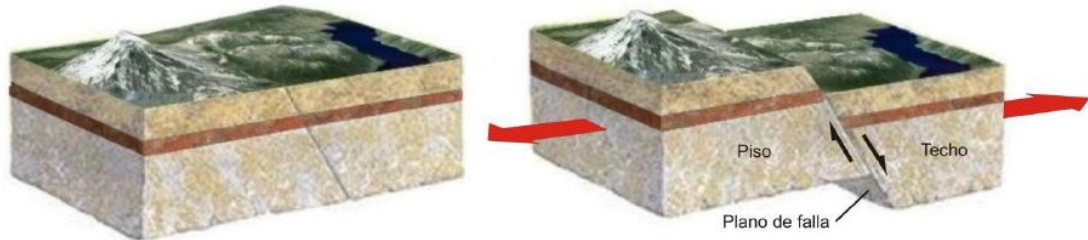


Figura 3.- Falla normal (INPRES, 2015)

Falla inversa: Se genera por compresión horizontal. El movimiento es predominantemente horizontal y el plano de falla generalmente tiene un ángulo de 30 grados con respecto a la horizontal. El bloque de techo se encuentra sobre el bloque de piso. Cuando estas fallas presentan un ángulo inferior a los 45 grados, a estas se les nombra de cabalgamiento (Figura 4).

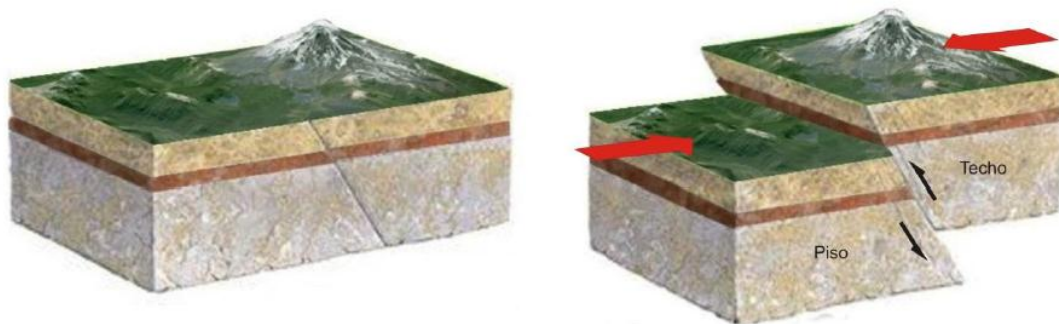


Figura 4.- Falla inversa (INPRES, 2015)

Falla de desgarre o de desplazamiento de rumbo: Se desarrollan a lo largo de planos verticales y el movimiento de los bloques es horizontal. Estas fallas son típicas de límites transformantes de placas tectónicas. Se distinguen dos tipos de fallas de desgarre: laterales derechas o dextrales y laterales izquierdas o sinestrales. Las primeras son aquellas donde el movimiento relativo de los bloques es a la derecha; mientras que en las sinestrales el movimiento es opuesto a las anteriores (Figura 5).

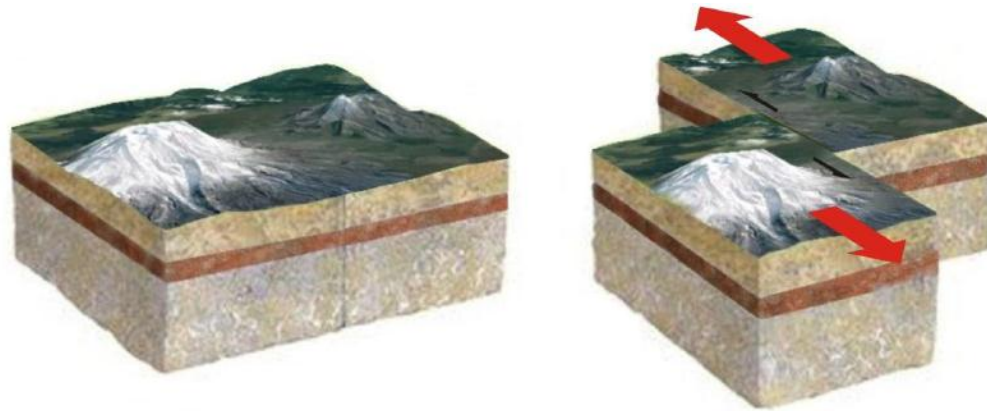


Figura 5.- Falla de desgarre o desplazamiento de rumbo (INPRES, 2015)

1.1.4. Falla Oriente en el Fraccionamiento Libertad

El Valle de Aguascalientes corresponde a una estructura tectónica de graben (Figura 6), la cual se conoce como el “Gaben de Aguascalientes”. Está limitado al este y al oeste por dos grandes fallas que tienen una orientación casi norte-sur, y flanqueado por horsts de la misma orientación. Las formaciones litoestratigráficas que constituyen el Valle de Aguascalientes se han visto sometidas a lo largo de su historia geológica a diversos tipos de esfuerzos, los que han originado deformaciones importantes que han dado origen a diversas estructuras como lo son las fallas (Arroyo et al., 2004).

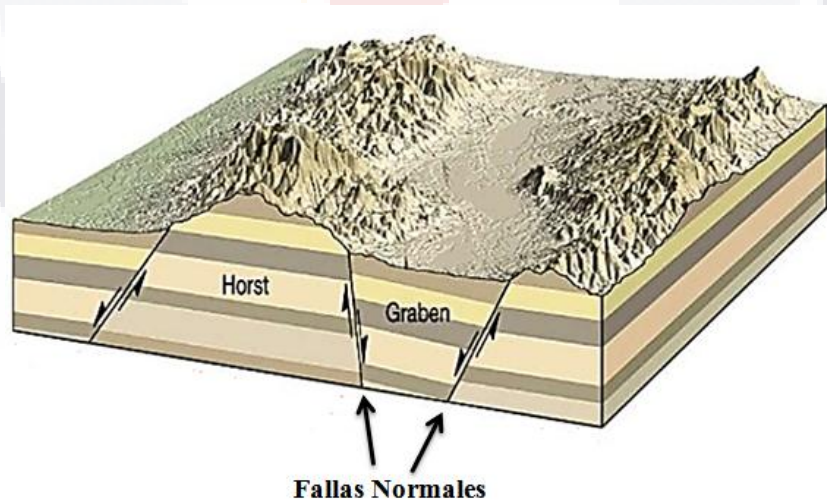


Figura 6.- Estructura tectónica de graben

En el Valle de Aguascalientes las fallas tienen una orientación casi Norte-Sur, las cuales se sobrepone a otras con orientaciones NE-SW y NW-SE. Estas fallas son de tipo normal,

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

con ángulos de inclinación de entre 80°- 90°, donde el desplazamiento vertical es el más significativo. Siendo las de orientación N-S las más importantes, ya que son estas las que limitan al oriente y poniente el graben de Aguascalientes y configuran la fisiografía y las formas del relieve de la región, estas son estructuras de gran extensión longitudinal, cuya traza tiene una orientación topográfica definida (Arroyo et al., 2004).

La Falla Oriente ha sido nombrada así ya que es la falla de origen antropogénico (por subsidencia) que afecta a la zona urbana oriental de la ciudad de Aguascalientes. Esta falla por subsidencia coincide con la falla geológica que constituye el límite oriental del graben de Aguascalientes. Tiene una orientación casi N-S, ligeramente tendiendo al NNW. La falla antropogénica se define claramente a lo largo de unos 25 Km por el escarpe desarrollado de manera asísmica en los últimos 30 años, desde La Soledad sobre el arroyo el Molino al norte hasta El Cienegal de Peñuelas al sur.

La falla oriente de acuerdo a datos del Sistema de Información de Fallas Geológicas y Grietas (SIFAGG) tiene una longitud de 21294.59 m en el Municipio de Aguascalientes, por lo que para la realización de esta investigación se decidió monitorear una sección de la falla en su tramo más activo, la cual se encuentra ubicada en el Fraccionamiento Libertad ubicado al norte de la ciudad, las coordenadas del lugar de estudio son la Zona 13 Q, 781501.00 m E, 2427153.00 m N. Actualmente, la falla por subsidencia afecta alrededor de 64 inmuebles (SIFAGG), siendo principalmente casas habitación las construcciones dañadas.

1.2. Subsidencia

El fenómeno de subsidencia se presenta como un hundimiento lento y paulatino del suelo, lo que genera la consolidación y compactación de los estratos. Este problema se presenta principalmente por cuestiones antropogénicas en las ciudades, que generalmente está asociado a el desarrollo industrial, agrícola y a la expansión de la mancha urbana.

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

Dicho fenómeno ha sido documentado desde principios de siglo pasado en países como Estados Unidos, Japón, Italia, China y México, entre otros (Pacheco et al. 2011). La Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) lo incluyó como objeto de sus proyectos desde 1964 en la Década Internacional Hidrológica (HD) y posteriormente, en el Programa Internacional Hidrológico (IHP).

Algunas de las principales zonas afectadas por este suceso, en el centro de México, son: el Valle de Querétaro; el Valle de San Luis Potosí; el Valle de Tesislán; el Valle de México; los Valles del Bajío como lo son Celaya, Irapuato, Silao y Salamanca; el Valle de Morelia y finalmente el Valle de Aguascalientes cuyas principales poblaciones afectadas son Aguascalientes, Jesús María, San Francisco de los Romo, Pabellón de Arteaga, Rincón de Romos y Cosió (Pacheco et al. 2011).

1.2.1. Definición de Subsistencia y Causas que la Generan

De acuerdo a la Real Academia de la Lengua Española se define a la subsidencia del terreno natural como “hundimiento progresivo de la superficie del terreno como consecuencia de trabajos de minería, colapso de cavidades subterráneas, extracción de agua o de petróleo, o desecación”.

Para los fines técnicos y principalmente para el desarrollo de este trabajo se tomara la definición enunciada por Pacheco (2007), la cual define a la subsidencia como “un fenómeno que tiene lugar debido a la extracción de sólidos (minerales) o fluidos (gas, petróleo, vapor, agua) del subsuelo, que se manifiesta en hundimientos paulatinos o súbitos de la superficie y en la generación de agrietamientos en la masa del relleno granular”.

Desde el siglo pasado se ha incrementado en gran medida el desarrollo agrícola e industrial, lo que ha traído como consecuencia un aumento en la población y por ende el crecimiento de las ciudades. Esto provocó un aumento en la demanda del vital líquido para el desarrollo de la agricultura, ganadería, la industria y el uso doméstico, provocando que los depósitos

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

existentes de agua natural y artificial, como lo son ríos, lagos, presas, etc., fueran insuficientes para abastecer las necesidades de estos sectores, buscándose nuevas alternativas para hacerse del vital recurso optando por hacer uso del agua subterránea mediante la excavación de pozos.

Se ha identificado como una de las principales causas de la activación de la subsidencia la sobreexplotación del agua subterránea como lo menciona Rodríguez y Rodríguez (2006). De acuerdo a la teoría de consolidación propuesta por Karl von Terzaghi, la cual menciona que cuando existe una reducción en la presión de poro se genera un aumento en los esfuerzos efectivos de la masa del suelo, factores que propician que se presente la consolidación del estrato. Esto trae como consecuencia una reducción de los poros o vacíos del suelo provocando una pérdida de volumen generándose asentamientos.

Los valles formados durante millones de años en cuencas por la deposición de materiales de origen aluvial y lacustre son los medios ideales para la formación de depósitos de agua con un gran potencial para su aprovechamiento, siendo estos lugares donde se ha presentado un gran desarrollo.

Cuando la cantidad de agua que se extrae de los acuíferos es más grande que la recarga natural de estos, se presenta un problema de sobreexplotación del agua subterránea. De acuerdo con Pacheco (2007) la sobreexplotación del acuífero de una cuenca que está constituido por rellenos granulares, aluviales y lacustres con potencial de ser consolidado, presenta la problemática de hundimientos, asentamientos y un acomodo gradual de los rellenos, y como uno de los problemas más graves la generación de grietas en la superficie del terreno.

Cabe mencionar que no solo la sobreexplotación de las aguas subterráneas causa problemas de subsidencia, existen otros factores que la generan como lo son la excavación de túneles por la actividad minera, la extracción de hidrocarburos del subsuelo como petróleo y gas, la disolución de calizas y la inducción por fallas geológicas activas, siendo las anteriores las principales causantes de este fenómeno.

Para los fines de este trabajo se abordara lo que corresponde a la subsidencia generada por la extracción de agua subterránea, ya que se ha identificado que la sobreexplotación de este recurso es una de las causas principales que general el problema de subsidencia del terreno y agrietamiento en el Valle de Aguascalientes.

Unos de las principales problemáticas que genera la subsidencia del terreno y que en particular es de gran importancia para el desarrollo de este trabajo es el efecto que esta genera en las construcciones, provocando daños en los elementos de soporte, debido a que se pierde o modifica la transmisibilidad de esfuerzos de la estructura hacia la cimentación y de esta al suelo que la soporta (Ramírez, 2015).

1.2.2. Tipos de Subsidencia

Los factores que desencadenan la generación de subsidencia del terreno, pueden ser de origen antropogénico o natural. Entre las causas naturales que la originan se encuentra el proceso de licuefacción que está asociado a la presencia de sismos, el colapso de suelos debido a la disolución de calizas, la variación de la presión de poro del agua al fluir o drenarse, por la variación volumétrica de suelos que contienen arcillas expansivas y por movimientos isostáticos de las placas tectónicas; mientras que entre las causas de origen antropogénico se encuentra la generada por la presión que generan las construcciones en el suelo, generando compactación del terreno, y la minería de sólidos y fluidos.

Hoy en día se han identificado algunas de las principales causas de la generación de subsidencia, (Burbey, 2002) tomado de Ramírez (2015), en el cual menciona los factores principales para la generación de este fenómeno:

- Estratigrafía compuesta por acuíferos y acuitardos.
- Acuitardos con un espesor importante agregado en la secuencia estratigrafía en comparación con el espesor agregado de acuíferos.
- Acuitardos compuestos por suelos de media a alta compresibilidad.

- Sobreexplotación diferenciada de acuíferos.
- Erosión subterránea.
- Formación de oquedades por disolución de rocas.
- Túneles preexistentes.

De acuerdo con la clasificación genética propuesta por Prokopovich (1986) todos los tipos de subsidencia se pueden dividir en dos grandes grupos, la subsidencia endógena causada por los procesos que se originan dentro de la tierra como lo son el vulcanismo, pliegues, falla entre otros y la subsidencia exógena que se refiere a los procesos de deformación superficial del terreno relacionado con la compactación de manera natural o debido a la actividad humana de los suelos.

De acuerdo al mecanismo que la genera se puede clasificar en los siguientes tipos (Ramírez, 2015) y (Tomás et al., 2009):

- a) Disolución subterránea en sal, yeso o rocas calizas: son solubles en agua bajo diferentes condiciones, por lo que se pueden llegar a formar sistemas de huecos que en casos extremos puede producir subsidencia y colapsos localizados.
- b) Minera o por construcción de obras subterráneas: esta consiste en un hundimiento del terreno debido a la deformación y/o colapso de las galerías que se generaron por la extracción de los minerales o la construcción de túneles, cuando los terrenos colindantes intentan ocupar el suelo del vacío generado.
- c) Por erosión subterránea: esta se debe a un proceso mecánico de arrastre de partículas del suelo por el flujo de agua subterránea. El agua durante su flujo horizontal arrastra las partículas generando canales que pueden generar colapsos del terreno. Este fenómeno es conocido como tubificación o “piping”.

- TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS
- d) Por flujo lateral: en torno a diversas formaciones evaporíticas se producen fenómenos de subsidencia asociados a la actividad diapírica. Este tipo de fenómeno de flujo lateral se ha observado en materiales arcillosos intercalados entre materiales más competentes como pizarras.
 - e) Por la acumulación natural sucesiva de sedimentos o por determinado tipo de cimentaciones: esta se genera por la consolidación del terreno debido al peso generado por los sedimentos o la construcción, produciendo una reducción gradual en los huecos del suelo.
 - f) Por vibraciones: esta es producida por terremotos, explosiones u otros medios que pueden causar la densificación de terrenos granulares sueltos por reajuste de partículas al alcanzar éste una estructura más compacta.
 - g) Extracción de fluidos (agua, gas o petróleo): puede causar importantes valores de subsidencia como consecuencia del cierre gradual de los huecos rellenos por el flujo extraído.
 - h) Por hidrocompactación: este fenómeno consiste en el hundimiento que se produce en determinados tipos de suelos, con bajo contenido de humedad y situados bajo el nivel freático, al ser saturados. La presencia de agua puede causar dos tipos de efectos, la disolución de los enlaces entre partículas o la pérdida de las tensiones capilares que ambos casos sostienen las partículas de suelo para configurar su estructura.
 - i) De tipo tectónica: el descenso de la superficie terrestre debido al movimiento de la fallas, este tipo de subsidencia es muy lento y de pequeña magnitud (pocos mm o decimas de mm al año).
 - j) Bombeo de pozos: se presenta cuando se extrae una cantidad de agua mayor a la que pueden recargar naturalmente. Esto se da principalmente en zonas con presencia de sedimentos no consolidados, donde la presión del agua al extraerle disminuye, y

el peso de la sobrecarga se trasmite al sedimento, compactando los granos y hundiendo el terreno.

1.2.3. Subsistencia y Agrietamiento en el Municipio de Aguascalientes

El Municipio de Aguascalientes, es la ciudad más grande el estado que lleva el mismo nombre, esta se encuentra ubicada en la región centro-norte del país. En el periodo de 1940-1976, Aguascalientes era un estado principalmente agrícola con una industria textil tradicional. Con el arranque de los 80s Aguascalientes inicio un proceso acelerado de industrialización (Bénard, 2004). Fue en la década de 1980 cuando se comenzaron a observar los primeros problemas asociados a la subsistencia del terreno y el agrietamiento en terrenos no urbanizados.

Se ha identificado a la sobreexplotación del agua subterránea como una de las principales causas de la generación de subsistencia del terreno en el Municipio de Aguascalientes y la generación de fracturas y fallas como la consecuencia de mayor impacto del proceso de subsistencia (Pacheco et al.,2012).

Existen algunas condiciones naturales que propician la generación de fracturas superficiales, entre las que se encuentran (Pacheco et al., 2013):

- El Valle de Aguascalientes está dentro de un graben tectónico, que representa una depresión topográfica y está delimitado por dos fallas normales con rumbo norte-sur.
- El acuífero en el Valle de Aguascalientes es altamente heterogéneo conteniendo sedimentos aluviales y fluviales terciarios y cuaternarios con bajo a medio grado de consolidación, predominando las gravas y arenas, ocasionalmente con limos y arcillas.

- El clima en el valle de Aguascalientes está entre árido y semiárido, lo que implica que la evapotranspiración supera a la precipitación.

La subsidencia del terreno en el valle era desconocida hasta la década de 1990, cuando un punto de referencia instalado en la ciudad de Aguascalientes y permanentemente monitoreado por GPS mostró que la superficie del terreno se hundía. Las investigaciones sobre los fenómenos de subsidencia 1993-2003 mostraron que Aguascalientes se hundía a una velocidad de 11.18 cm/año (Pacheco et al., 2013).

En el Valle de Aguascalientes se han identificado cuatro causas principales para la generación de fracturamientos, los tres primeros se asocian a los hundimientos diferenciales causados por la sobreexplotación del aguas subterránea, y que son los que ocurren donde el lecho rocoso tiene forma de talud, escalón o protuberancia; y el último está asociado al arrastre de materiales granulares finos de rellenos de corrientes fluviales antiguas, generándose hundimientos y fracturas incipientes de forma alineada con la proyección en superficie de supuestos paleocauces (Pacheco et al. 2012).

La consecuencia de los daños causados por el hundimiento del suelo y fallas del terreno incluye la reducción de los valores económicos de las tierras cuando se producen fallos en las zonas no urbanizadas o en áreas agrícolas. Cuando los edificios están dañados, la consecuencia puede incluir la evacuación e incluso la demolición de la estructura afectada.

1.3. Métodos para Medir las Magnitudes y Velocidades de Desplazamientos Generados por la Subsidencia.

Los métodos de medición de la subsidencia tienen la finalidad de determinar la extensión de la zona afectada, las velocidades de desplazamiento o hundimiento, determinar el mecanismo que provoca el fenómeno, así como evaluar la efectividad de las medidas de corrección que se hayan podido adoptar. Los métodos de medición de la deformación del terreno pueden servir para estimar magnitudes de deformación de desplazamientos en una dirección, desplazamientos relativos entre dos cuerpos, inclinaciones, etc. Siendo la Ingeniería Cartográfica una disciplina fundamental en este campo (Tomás et al., 2005).

Son cuatro los métodos principales para la medición de deformaciones del terreno que considera la Ingeniería Cartográfica, siendo estos los métodos topográficos convencionales, métodos geodésicos, métodos fotogramétricos y métodos de teledetección.

1.3.1. Métodos Topográficos Convencionales

Son aquellas técnicas propias de la cartografía clásica terrestre. Hasta hace poco tiempo estos métodos eran el único sistema válido y eficaz para llevar a cabo la medida de deformaciones de la superficie terrestre sin cometer errores graves. Estas se basan en la medida de las variaciones de las coordenadas de una serie de puntos durante un determinado lapso de tiempo. Para realizar esto se repiten las mediciones de las coordenadas (-X, -Y, -Z) de los puntos de control, varias veces, en diferentes instantes, para poder determinar si se ha producido una variación en cualquiera de las tres coordenadas de referencia. Estos métodos se pueden clasificar en dos grandes grupos, altimétricos y planímetros. Las principales características de estas técnicas se resumen en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Características de las técnicas topográficas clásicas (Tomás et al., 2005)

Método	Uso	Resultado	Rango	Precisión
Nivelación trigonométrica o por pendientes	Variación de la altitud	dZ	Variable	20 mm
Nivelación geométrica o por alturas	Variación de la altitud	dZ	Variable	± 1 mm/Km
Nivelación geométrica de precisión	Variación de la altitud	dZ	Variable	± 0.1 mm/Km
Triangulación topográfica	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	<300-100 m	5-10 mm
Itinerario topográfico (poligonal)	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	Variable	5-10 mm
Distanciómetro electroóptico (MED)	Desplazamiento de blancos móviles	dD	1-10 Km	7 mm ± 1-5 ppm

Para el desarrollo de este trabajo se empleará la nivelación topográfica diferencial, para llevar a cabo el monitoreo de la falla en estudio, así como del edificio de Filosofía del Seminario Diocesano de Aguascalientes. Las características de esta técnica se describirán de manera precisa en el apartado metodológico de este trabajo.

1.3.2. Métodos Geodésicos

La geodesia nos permite determinar las coordenadas de la proyección de los puntos sobre la superficie terrestre, así como la altura sobre el nivel del mar (geoide) o de forma más exacta a una superficie arbitraria que sirve de fundamento para el cálculo de los puntos geodésicos, el cual recibe el nombre de elipsoide de referencia. Siendo los Sistemas de Posicionamiento Global (Global Positioning Systems, GPS), la Determinación de Órbitas y Radioposicionamiento Integrado por Satélite (Determination d'Orbites et Radio-Positionnement Intégrés par Satellite, DORIS) y la Telemetría de Láser por Scanner (Scanner Laser Ranging, SLR) las principales técnicas geodésicas empleadas en el estudio de las deformaciones de la superficie terrestre.

El GPS convencional configura un sistema de radiolocalización desde el espacio con una constelación de satélites. Estos satélites suministran información tridimensional de la posición durante 24 horas en cualquier parte del planeta tierra. El número y posición orbital de los satélites asegura la coexistencia de cuatro satélites como mínimo que nos proporcionan la posición del receptor (longitud, latitud y altitud). En cuanto al sistema GPS diferencial nos permite incrementar la precisión que se consigue con el GPS convencional, esto se logra mediante el uso de una estación de referencia en tierra y de posición conocida que permite calcular y corregir los errores sistemáticos que se producen en la determinación del movimiento del punto de control.

El sistema DORIS está constituido por un conjunto de instrumentos situados en los satélites, una red terrestre de radiobalizas (puntos geodésicos de control) y un centro de control y tratamiento de datos capaz de restituir con gran precisión la órbita de los satélites así como la posición de los puntos geodésicos de control. El sistema se basa en la medida a bordo de los satélites del efecto Doppler producido sobre las señales de radio emitidas por las balizas en tierra. Este permite localizar con una muy buena precisión la posición de los puntos geodésicos de control situados sobre el punto donde se monitorizara la deformación (Figura 5).

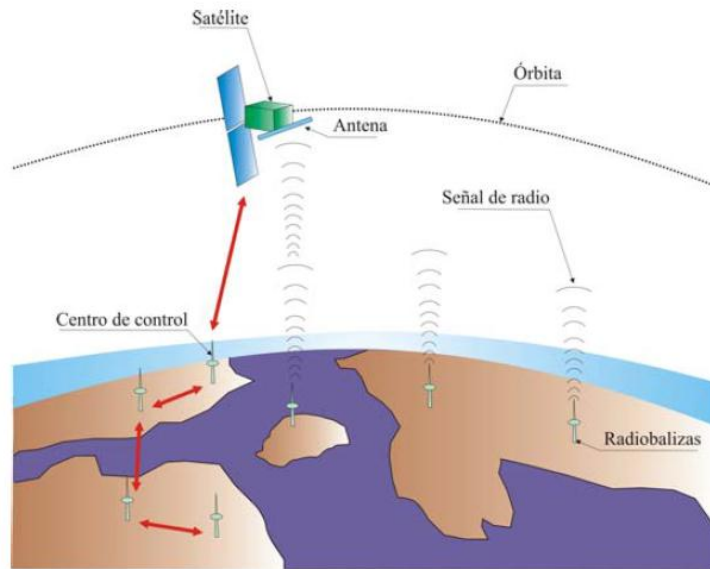


Figura 7.- Esquema de funcionamiento del sistema DORIS (Tomás et al., 2005)

La Telemetría de Laser por Scanner es una técnica geodésica utilizada en la medición de la distancia existente entre una estación de rayos láser situada en tierra y un satélite en órbita equipado con retrorreflectores. La existencia de un gran número de estas estaciones a lo largo del planeta permite determinar la posición precisa de la órbita del satélite. El rastreo de satélites durante periodos de tiempo de varios años proporciona la distancia entre estaciones láser con una precisión al milímetro. Esta técnica se ha utilizado con buenos resultados en el estudio de deformaciones de la corteza terrestre y la detección y vigilancia de la recuperación y asentamiento posglacial del suelo. En la tabla 1.2 se muestran las principales características de estas técnicas.

Tabla 1.2 Características de las técnicas geodésicas (Tomás et al., 2005)

Método	Uso	Resultado	Rango	Precisión
Convencional Global Positioning System (CGPS)	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ		1-2 mm
Differential Global Positioning System (DGPS)	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	Baseline<20 Km	1 mm
Determination d'Orbites et Radio-Positionnement Intégrés par Satellite (DORIS)	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	Variable	2 mm
Telemetría de láser por satélite (SRL)	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	Variable	< 1 cm

1.3.3. Métodos Fotogramétricos

Esta técnica consiste en la obtención de las tres dimensiones de una escena a partir de pares de fotografías de la misma, a estos se les llama fotogramas, los cuales se toman bajo distintos ángulos. Son tres los métodos fotogramétricos existentes, siendo la fotogrametría terrestre, fotogrametría aérea y la fotogrametría satelital.

La fotogrametría terrestre consiste en la obtención de los pares de fotogramas desde tierra, ubicando el instrumento a distancias inferiores a 200 m de la zona a restituir, este método proporciona una precisión de hasta 40 mm. Esta técnica es más apropiada para el estudio de fenómenos de pequeña envergadura que ocupan áreas reducidas.

La fotogrametría aérea a diferencia del anterior la cámara se ubica sobre una plataforma aérea, que generalmente es un avión o helicóptero, siendo la altura de vuelo inferior a los 500 m. Su precisión es de unos 100 mm, con la cual se puede cubrir grandes extensiones de terreno. El procesado de las imágenes permite construir un modelo digital del terreno (MDT) de la zona en estudio. La comparación de los MDTs obtenidos en diferentes intervalos de tiempo permite comparar los cambios que se han producido en la zona de estudio.

Por último tenemos a la fotogrametría satélite, la cual se basa en los mismos principios que la fotogrametría aérea, solo que en este caso las imágenes estereoscópicas son tomadas desde una plataforma espacial. La mejora de las imágenes satelitales debido a una nueva generación de satélites como el SPOT V y el ASTER han permitido que esta técnica compita con la fotogrametría aérea, permitiendo la fotointerpretación manual o la correlación automática de los pares.

La principal ventaja de la fotogrametría consiste en que permite obtener una visión global de la zona en estudio y no solo de algunos puntos en específico como pasa con otras

técnicas de control de deformaciones del terreno. En la tabla 1.3 se muestran las principales características de los métodos descritos anteriormente.

Tabla 1.3 Características de los métodos fotogramétricos (Tomás et al., 2005)

Método	Uso	Resultado	Rango	Precisión
Fotogrametría Terrestre	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	<200 m	± 40 mm
Fotogrametría Aérea	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ	Hvuelo<500 m	± 100 mm
Fotogrametría Satélite	Desplazamiento de blancos móviles	dX,dY,dZ		± 15 m

1.3.4. Métodos de Teledetección

La teledetección se define como la observación remota en el que no existe contacto físico entre el medio a estudiar y el sistema sensor. Se engloba dentro de este término a aquellas técnicas no fotogramétricas que permiten estudiar el medio sin establecer contacto físico con él. Estos métodos se dividen en dos grandes grupos, los métodos laser y radar. En el primer grupo se encuentran el Scanner Láser, montado sobre plataforma terrestre (Terrestrial Laser Scanner) o aérea (LIDAR, ALS o ALTM). El segundo grupo se dividen de forma similar al primero dependiendo del tipo de plataforma utilizado para la obtención de las imágenes SAR en terrestre (Ground Based Synthetic Aperture Radar, GB-SAR), aerotransportado (Airborne Radar) y satélite (Spaceborne Radar). También las técnicas de interferometría basados en los datos radar pueden dividirse según el algoritmo de procesado de las imágenes en Interferometría SAR diferencial convencional (conventional DInSAR), así como avanzadas (Dispersores Permanentes o la técnica de los Pixeles Estables Coherentes).

Los sistemas SAR registran tanto la amplitud como las fases de los ecos radar de la escena para generar una imagen de una magnitud compleja que es la reflectividad electromagnética. Si se toman dos imágenes con ángulos de incidencia ligeramente diferentes, esta diferencia de fase aporta información sobre la morfología del terreno y los cambios que en él se hayan podido producir. Esta técnica ha sido utilizada durante los

últimos años para el monitoreo de fenómenos de subsidencia como la ocasionada por la minería y el descenso del nivel freático, así como en movimientos de ladera.

Los Dispersores Permanentes (Permanent Scatterers, PS) son una variante avanzada de la Interferometría SAR Diferencial en la que sólo se estudian los blancos puntuales de la imagen cuya amplitud se mantiene estable en el tiempo, a estos blancos se le llama Reflectores Permanentes y se localizan a través de un análisis estadístico de las amplitudes de los ecos de la imagen electromagnética de la escena. Una variante de este método es el de Análisis de Blancos Puntuales cuya diferencia estriba en algunos pasos del procesado. Estos métodos se han utilizado con gran eficiencia en el estudio de subsidencia y movimientos de ladera con precisión del orden del milímetro. La técnica de Píxeles Estables Coherentes selecciona sólo aquellos puntos de una serie de interferogramas en los que la coherencia se conserva en el tiempo por encima de un determinado umbral, después se establece un tratamiento particular de los puntos que cumplen esta condición para obtener así mapas de deformación de la superficie en estudio. El Ground Based Synthetic Aperture Radar (GB-SAR) no constituye una técnica interferométrica propiamente dicha, sino un sistema para la obtención de imágenes radar desde tierra, su fundamento es el mismo que el de los sistemas SAR sólo con la diferencia de que los sensores se encuentran ubicados en tierra.

En lo que corresponde a los métodos laser, están constituidos por un equipo de Láser Scanner el cual está constituido por una fuente láser y dos espejos inclinados. La distancia que existe entre el equipo y el escenario se calcula midiendo el tiempo que tarda el pulso del láser en alcanzar el escenario y volver de nuevo al equipo. La posición relativa del punto del escenario radiado se determina a partir de la medida de la desviación de los espejos. Así mismo la fuerza de la señal de retorno es almacenada en el equipo como un atributo de intensidad de cada punto radiado la cual aporta información sobre las características espectrales del mismo. El número de puntos que se obtiene durante una sesión puede alcanzar fácilmente el millón precisando a posteriori un tratamiento de filtros y modelado que permita obtener una visión tridimensional del escenario permiten obtener la distribución de cambios y, por ende, la deformación producida en el propio escenario. Se

ha empleado este método en el estudio del fenómeno de subsidencia e inestabilidad de laderas.

El Airborne Laser Scanner (ALS), que también se conoce como Light Detection and Ranging (LIDAR) o Airborne Laser Terrain Mapper (ALTM), es un sistema activo cuyo funcionamiento consiste en la emisión de un pulso láser y su posterior recepción a bordo. El tiempo que tarda el pulso emitido en retornar al receptor junto con los datos de posición del avión permiten referenciar el punto medido en la superficie terrestre (Fig. 6). Se ha utilizado esta técnica en el estudio de fenómenos de subsidencia del terreno y movimientos de laderas. En la tabla 1.4 se muestran las características de estas técnicas.

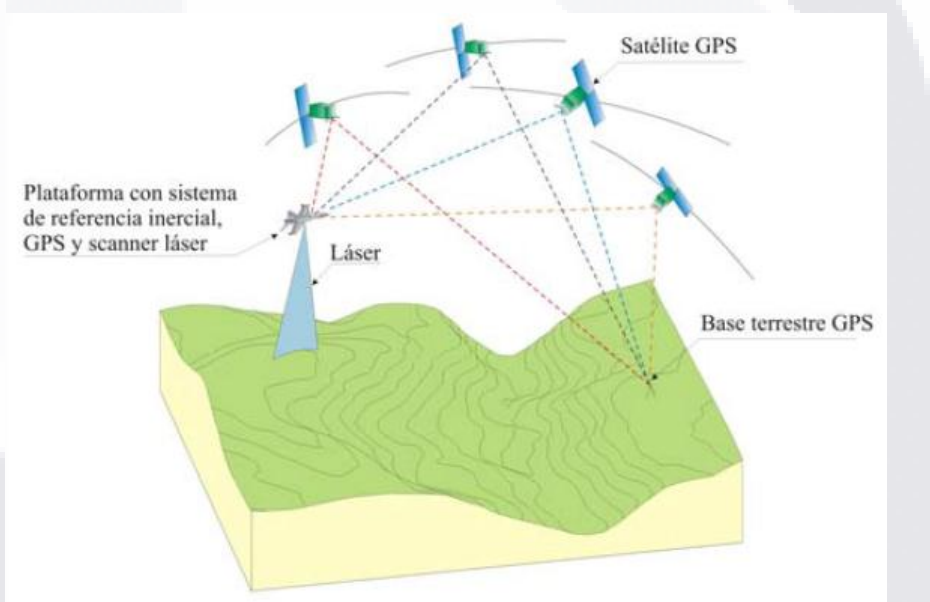


Figura 8.- Componentes del LIDAR (Tomás et al., 2005)

Tabla 1.4 Características principales de las técnicas de teledetección (Tomás et al., 2005)

Método	Uso	Resultado	Rango	Precisión
Interferometría diferencial SAR convencional (DInSAR)	Desplazamientos en la Línea de Vista (Line of Sight)	dX,dY,dZ	Baseline \perp < 200 m Coherencia > 0.3 en varios puntos adyacentes	3-5 mm
Permanent Scatterers (PS)	Desplazamientos en la Línea de Vista (Line of Sight)	dX,dY,dZ	Coherencia > 0.7 en un solo punto N° de imágenes > 30	1 mm
Stable Coherent Pixels (SCP)	Desplazamientos en la Línea de Vista (Line of Sight)	dX,dY,dZ	Coherencia > 0.4 en un solo punto	1 mm
Ground Based Synthetic Aperture Radar (GB-SAR)	Desplazamientos en la Línea de Vista (Line of Sight)	dX,dY,dZ	< 1.5 Km	< 1 mm
Terrestrial Laser Scanner (TLS) o Ground-based Laser Scanner (GB-LS)	Superposición de MDT	dX,dY,dZ	< 400 m	\pm 1.5 mm (hasta 50 m, para distancias superiores menor precisión)
Airborne Laser Scanner (ALS), Light Detection and Ranging (LIDAR) o Airborne Laser Terrain Mapper (ALTM)	Superposición de MDT	dX,dY,dZ	200 < Hvuelo < 6000 m Distancia base < 50 Km	150-200 mm

1.4 Vulnerabilidad

En México existe una gran variedad de fenómenos que pueden causar desastres, los cuales pueden ser de origen natural o antrópico. El Sistema Nacional de Protección Civil ha clasificado los riesgos de desastres basándose en el agente perturbador que los produce, siendo estos riesgos de origen geológico, hidrometeorológico, químico, sanitario y socio organizativo (CENAPRED, 2014).

Para lo que corresponde al desarrollo de este trabajo y atendiendo primordialmente al fenómeno de subsidencia este se encuentra clasificado dentro de los riesgos geológicos establecidos por el Sistema Nacional de Protección Civil. Definiendo a los fenómenos geológicos como aquellos donde interviene la dinámica y los materiales del interior de la Tierra o de la superficie de esta, clasificándose de la siguiente manera: sismicidad, vulcanismo, tsunamis y movimientos de laderas y suelos (CENAPRED, 2014).

Estos fenómenos se han encontrado presentes durante la historia geológica del planeta y por esta razón se seguirán presentando obedeciendo a patrones de ocurrencia similar.

En lo que corresponde al fenómeno de subsidencia del terreno natural, ésta se ha presentado de manera paulatina y continua en Aguascalientes durante los últimos 30 años. Se manifiesta como un hundimiento gradual del terreno con fracturamientos y fallas superficiales locales y regionales que llegan a afectar seriamente a las edificaciones y la infraestructura. Las Fallas superficiales por subsidencia se generan debido a la subsidencia diferencial (Pacheco et al., 2013).

De acuerdo al CENAPRED (2014) se ha identificado que las construcciones fabricadas a base de mampostería, han demostrado ser altamente vulnerables a los hundimientos diferenciales del subsuelo, ya que estas sufren agrietamientos en los muros y pueden llegar a presentar fracturas importantes en los elementos de concreto reforzado, generando daños en diferente grado que llegan a ser irreversibles, principalmente si no se logra controlar la subsidencia del terreno natural. Este tipo de construcciones son típicas del municipio de Aguascalientes, por lo que para el desarrollo de este trabajo se ha optado por evaluar la vulnerabilidad de una construcción de estas características.

1.4.1 Definición de Vulnerabilidad

Para la prevención y mitigación del impacto de los desastres es indispensable contar con un diagnóstico de riesgo, esto es, conocer las características de los eventos que pueden tener

consecuencias desastrosas y determinar la forma en que estos eventos inciden en los asentamientos humanos, en la infraestructura y en el entorno (CENAPRED, 2014).

Esencialmente el riesgo está asociado a la actividad humana. Para que exista riesgo se necesita de un agente perturbador (fenómeno natural o generado por el hombre) que tenga la probabilidad de generar daños a un sistema afectable (asentamientos humanos, infraestructura, planta productiva, etc.) en tal grado que constituya un desastre. Se define al riesgo de una manera cuantitativa como la función de tres factores: la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino, es decir el peligro, la vulnerabilidad y el valor de los bienes expuestos (CENAPRED, 2014).

$$\text{Riesgo} = f(\text{Peligro, Vulnerabilidad, Exposición})$$

Figura 9.- Definición de Riesgo (CENAPRED, 2014)

Para el desarrollo de este trabajo se abordara lo que corresponde a la vulnerabilidad estructural que presenta una construcción típica del municipio ante los efectos de subsidencia diferencial (fallas superficiales).

Se define la vulnerabilidad de acuerdo con el CENAPRED (2014) como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas. Se pueden distinguir dos tipos de vulnerabilidad física y social. La primera es más factible de cuantificar en términos físicos, un ejemplo de este tipo de vulnerabilidad puede ser la resistencia que ofrece una construcción ante la fuerza de los vientos producidos por un huracán, mientras que la segunda se valora de una forma cualitativa y es relativa, ya que está relacionada con aspectos económicos, educativos, culturales, así como el grado de preparación de las personas para reaccionar a los efectos del fenómeno perturbador.

En este caso y para fines de este trabajo se abordara lo que corresponde a la vulnerabilidad física, la cual se expresa como una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores de entre cero y uno, donde cero indica que el daño sufrido ante un evento de cierta

intensidad es nulo, mientras que uno implica la pérdida o daño total del bien expuesto. De dos bienes expuestos uno es más vulnerable si, ante la ocurrencia de un fenómeno dañino con la misma intensidad, resulta con mayores daños.

La vulnerabilidad se puede evaluar mediante la utilización de métodos cuantitativos que requieren el empleo de expresiones matemáticas llamadas funciones de vulnerabilidad, estas relacionan las consecuencias probables de un fenómeno sobre una construcción, una obra de ingeniería, o un conjunto de bienes o sistemas expuestos con la intensidad del fenómeno que podría generarlas. Desde el punto preventivo en el caso de construcciones se puede estimar el nivel de daño esperado para un nivel de intensidad dado, lo cual permitiría disminuir su vulnerabilidad (CENAPRED, 2014).

Para la generación de las funciones de vulnerabilidad, se debe seleccionar cuidadosamente los parámetros de intensidad generados por el fenómeno que se esté atendiendo, de tal manera que tengan una buena correlación con las consecuencias que de ellos se derivan. El CENAPRED (2014) sugiere que se debe hacer una clasificación de los sistemas expuestos, de acuerdo a su sistema estructural un grupo de construcciones puede clasificarse como sigue:

Tipo I.- Casas para habitación unifamiliar, construidas con muros de mampostería simple o reforzada, adobe, madera o sistemas prefabricados.

Tipo II.- Edificios para vivienda, oficinas y escuelas, construidos con concreto reforzado, acero, mampostería reforzada o sistemas prefabricados.

Tipo III.- Construcciones especiales: teatros y auditorios, iglesias, naves industriales, construcciones antiguas.

Tipo IV.- Sistemas de gran extensión o con apoyos múltiples: puentes.

Tipo V.- Tuberías superficiales o enterradas.

1.4.2 Funciones de Fragilidad

La fiabilidad estructural es un campo ideal para evaluar la importancia que, sobre su seguridad, funcionamiento y durabilidad, tienen las incertidumbres en la amenaza, las cargas estructurales, la resistencia y la rigidez de la estructura. Para esto en lo que corresponde al diseño, para determinados niveles de desempeño se requiere de la conexión entre los estados límite estructurales y su probabilidad de ocurrencia (Bonett, 2003).

Una estructura puede ser vulnerable en mayor o menor grado a una amenaza como la subsidencia dependiendo de si fue dañada y construida para resistir tales efectos. La vulnerabilidad depende de varios factores que se tienen que cumplir para poder determinar en que grado la estructura es vulnerable. Las condiciones de servicio de la estructura así como la intensidad y el tiempo en que actúan sobre ella son algunos de los factores que se tienen que considerar.

La vulnerabilidad en estructuras que más se ha estudiado en los últimos tiempos es la vulnerabilidad sísmica, esto por el gran número de daños y pérdidas que ocasiona este fenómeno en las construcciones a lo largo del mundo. Entre los autores que han estudiado este fenómeno se encuentran Bonett, (2003), Moreno (2006), Ramírez et al. (2007), Cázares (2013), entre otros. Para fines de este estudio se revisó la vulnerabilidad que presenta una construcción de mampostería confinada, ante hundimientos diferenciales, asociados al fenómeno de subsidencia.

Las curvas de fragilidad o vulnerabilidad son una de las formas más utilizadas para determinar la probabilidad y nivel de daño en una estructura. Estas curvas representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del fenómeno perturbador. Por lo que se puede decir que son una medida de la vulnerabilidad que presenta una estructura ante un fenómeno que esté actuando sobre ella en términos probabilistas. La construcción de estas curvas representa un desafío técnico importante ya que se requiere de un entendimiento

completo de los mecánicos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de demanda del fenómeno perturbador (Bonett, 2003).

De acuerdo con Moreno (2006) para la construcción de estas curvas es necesario definir unas medidas objetivas que indiquen, cuando el daño de una estructura pasa de un estado a otro; estas medidas se conocen como umbrales de daño o estados límite de daño.

Entre los principales usos que se les da a las curvas de fragilidad podemos encontrar los siguientes (Bonett, 2003).

- Evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales.
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales.
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación.
- Determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos, las cuales pueden servir para la toma de decisiones y elaboración de las normativas utilizadas por las entidades responsables de la seguridad de los sistemas y protección de los usuarios.

El desarrollo de las curvas de fragilidad se puede aplicar tanto a elementos estructurales como a estructuras completas (Hernández, 2015). La metodología para su desarrollo se describe a detalle en el Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 Methodology del ATC-58 del 2011. En este documento se exponen guías específicas para el desarrollo adecuado de curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad se construyen usando funciones de distribución acumulativa lognormal, se basan en dos parámetros de fragilidad; un valor medio (θ), y un valor de dispersión (β), el cual es un valor de dispersión lognormal de la función. Para su desarrollo se emplea la siguiente fórmula matemática: (ATC-58, 2011).

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right)$$

Dónde: $F_i(D)$ es la probabilidad condicional que el elemento sea dañado a un estado de daño “i” o un estado de daño más severo como una función del parámetro de demanda D ; Φ denota el parámetro de la distribución normal estándar acumulada, y β_i denota la desviación estándar logarítmica.

La probabilidad condicional que un elemento sea dañado a un estado de daño “i” y no al estado más o menos grave ya que experimenta la demanda, D está dada por:

$$P[i|D] = F_{i+1}(D) - F_i(D)$$

Dónde: $F_{i+1}(D)$ es la probabilidad condicional que el elemento de interés será dañado a un estado de daño “i+1” o a un estado de daño más severo y $F_i(D)$ es como se definió previamente. En la figura 7 se muestra la forma típica de una curva de fragilidad cuando es dibujada en la forma de una función de distribución acumulada (ATC-58, 2011).

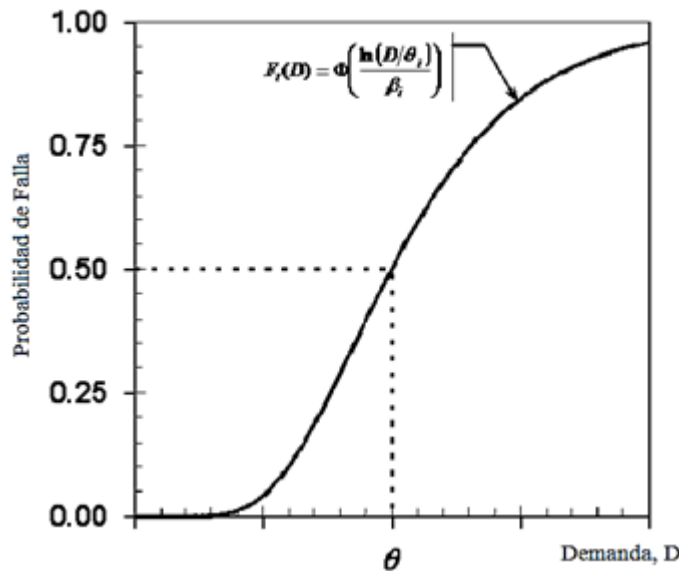


Figura 10.- Curva de fragilidad típica (ACT-58, 2011)

De acuerdo al ATC-58 la dispersión β representa incertidumbre en el actual valor de demanda, D , en el cual un estado de daño es probable se inicie en un componente. Esta incertidumbre es un resultado de la variabilidad en la calidad de la construcción e instalación de los componentes en un edificio, así como en la variabilidad en la historia de carga que el componente puede experimentar antes de que este falle. Cuando los parámetros de fragilidad están determinados sobre una base de datos limitada, se deben considerar dos componentes de dispersión. El primero es el β_r que representa la variabilidad aleatoria que se observa en los datos de pruebas disponibles donde se determinan los parámetros de fragilidad. El segundo término β_u representa incertidumbre de que las pruebas representen las condiciones actuales de instalación y carga que pueda experimentar un componente real en un edificio, o que los datos de pruebas disponibles son una muestra adecuada que representa la variabilidad aleatoria verdadera. El parámetro de dispersión β se calcula como:

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_u^2}$$

El ATC-58 recomienda los siguientes valores mínimos de incertidumbre para β_u de 0.25 siempre y cuando alguno de los siguientes casos aplica:

- Los datos de pruebas están disponibles para 5 o menos especímenes.
- En un edificio, el componente puede ser instalado en diferentes configuraciones sin embargo todos los especímenes probados tuvieron la misma configuración.
- Todos los especímenes fueron sometidos al mismo protocolo de carga.
- El comportamiento actual de los componentes se espera que sea dependiente en dos o más parámetros de demanda.

Si ninguna condición aplica, utilizar un valor de β_u igual a 0.10 (ATC-58, 2011).

Debido a que las pruebas de laboratorio son costosas y se requiere de mucho tiempo, actualmente no se disponen de muchos datos que sirvan de base para determinar funciones

de fragilidad para muchos componentes de edificios. Por esta razón estos métodos proporcionan procedimientos para desarrollar los valores de la media (θ) y desviación estándar (β) para determinar la fragilidad bajo 5 diferentes condiciones de datos (ATC-58, 2011).

1. Datos de demanda actual: cuando se tiene disponible información de pruebas de M número de especímenes y cada componente probado experimenta el estado de daño de interés en un valor de demanda conocido D.
2. Datos de demanda límite: es cuando se cuenta con información de pruebas o datos de experiencia en sismos que están disponibles para M número de especímenes, sin embargo, el estado de daño de interés únicamente ocurre en algunos especímenes. Para los otros especímenes probados fueron terminados antes de que el estado de daño ocurriera o el sismo no dañó los especímenes.
3. Datos de demanda capacidad: cuando datos de prueba o datos de experiencia en sismos están disponibles para M número de especímenes, sin embargo, el estado de daño de interés no ocurrió en ninguno de los especímenes. El valor máximo de demanda, D_i , en el cual cada espécimen fue sujeto es conocido.
4. Derivación (análisis): cuando no están disponibles datos de pruebas, sin embargo, es posible modelar el comportamiento y estimar el nivel de demanda al cual el estado de daño de interés ocurrirá.
5. Opinión de expertos: cuando no se tienen datos disponibles y el análisis del comportamiento no es factible, sin embargo, el conocimiento de uno o más individuos pueden ofrecer una opinión sobre el nivel de demanda en el cual el daño es probable que ocurra, basado ya sea en la experiencia o juicio propio.

De acuerdo con Bonett (2003) los métodos analíticos utilizan análisis numéricos y se pueden emplear en lugares donde no se cuenta con observaciones de daños debidos a

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

sismos, ni suficientes resultados de ensayos de laboratorio y pueden ser útiles para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en particular. Una de las grandes ventajas de estos métodos se encuentra en su empleo como herramientas para el estudio de prevención y atención de desastres, que se pueden utilizar para reducir la vulnerabilidad y por ende el riesgo al que se encuentran expuestas las estructuras.

Debido a que los métodos analíticos para problemas complejos requieren por lo general de una cantidad considerable de tiempo e investigación para la obtención y procesamiento de los datos necesarios para la generación de las curvas de fragilidad, así como el empleo de técnicas de simulación computacional que requieren de un gran tiempo de procesamiento y el uso de herramientas de cálculo avanzadas, aunado a ello la falta de información correspondiente a las estructuras y poca información del fenómeno perturbador. Por todo lo anterior se puede hacer uso de los métodos expeditos para superar estas dificultades, ya que estos emplean técnicas de análisis simples que requieren pocos cálculos (Bonett, 2003).

Bonett (2003) utilizó este método para la generación de las curvas de fragilidad de los edificios de mampostería no reforzada de la ciudad de Barcelona, España. A continuación se presenta el procedimiento utilizado el cual puede describirse de forma similar a los métodos probabilistas, mediante los siguientes pasos:

- Definición de un modelo estructural que represente la estructura a analizar.
- Definición de los Parámetros Indicadores del Daño PID y la Intensidad Sísmica PIS.
- Cálculo de la respuesta del modelo estructural ante un patrón de cargas o una historia temporal de aceleraciones mediante un análisis estático o dinámico no lineal, respectivamente.
- Descripción de los estados discretos de daño y definición del valor máximo del PID para cada uno de ellos.
- Generar las curvas de fragilidad a partir de la función de distribución lognormal.

1.4.3 Definición de los Estados de Daño

Cuando una estructura presenta deformaciones debido a las acciones inducidas por algún fenómeno natural o antrópico, como lo pueden ser los sismos, el viento, el empuje hidrostático, cargas externas o por asentamientos diferenciales en su cimentación, se puede sobrepasar la resistencia elástica de los materiales que constituyen la estructura y llegar a su rango inelástico, pudiendo causar deformaciones y daños permanentes en la construcción, llevándola a un estado de deterioro mayor o incluso al colapso, así como causando problemas de inseguridad, incomodidad o la pérdida de la vida de sus ocupantes. Es por estas razones que se ha vuelto necesario establecer *Estados Límite de Daños* que son una relación de los niveles de desempeño estructural con cierto tipo de daño permisible en los elementos estructurales o no estructurales o algún otro parámetro como la resistencia nominal de los materiales (Ramírez, 2015).

De acuerdo con Moreno (2006) para la construcción de las curvas de fragilidad es necesario definir unas medidas objetivas que indiquen, cuando el daño de una estructura pasa de un estado a otro; estas medidas se conocen como umbrales de daño o estados límite de daño.

Se han realizado algunas investigaciones que han relacionado las deformaciones o distorsiones relativas de piso de las edificaciones con diferentes estados límites de daño para estructuras de mampostería y concreto reforzado, a continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

Citado por Ramírez (2015) los siguientes autores como Jain y Navin (1995) determinaron que el comportamiento plástico idealizado de una estructura se alcanza para el 2.5 % de la altura del edificio como la deformación máxima del último nivel, con el fin de no incursionar con efectos de segundo orden. Calvi (1999) relaciono para edificios de mampostería la distorsión relativa de entrepiso con los estados límite de la estructura. Mwafi y Elnashai (2002) combinaron criterios de fallas locales y globales, basándose en la curvatura de secciones de concreto reforzado y en no exceder la resistencia nominal a

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

cortante. Los criterios globales comparan el desplome máximo del edificio a un 3 % de la altura del edificio.

Astroza y Schmidt (2004) realizaron una investigación donde establecieron los niveles de deformación asociados con diferentes estados límite, aprovechando la información de estudios experimentales de muros de mampostería confinada en Chile, México y Venezuela.

Citado por Astroza y Schmidt (2004), Bonelli (1999) menciona que los estados límite o los niveles de desempeño quedan definidos por un patrón de daños, que dependen del nivel de deformación (deriva o distorsión angular) alcanzado por los elementos primarios de una estructura.

A continuación se presentan los estados límite establecidos por Astroza y Schmidt (2004) en muros de mampostería confinada (Figura 11 y Tabla 1.5):

- Ultimo nominal (ELU): Estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se ha considerado que este estado se alcanza cuando el muro ha experimentado un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida durante el ensayo. Para este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.
- Resistencia (ELR): Estado en el cual el muro alcanza la máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.

- Daño controlado (ELDC): Estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo para las personas y los contenidos.
- Operacional (ELO): Estado en el cual se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.
- Servicio (ELS): Estado en el cual se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.

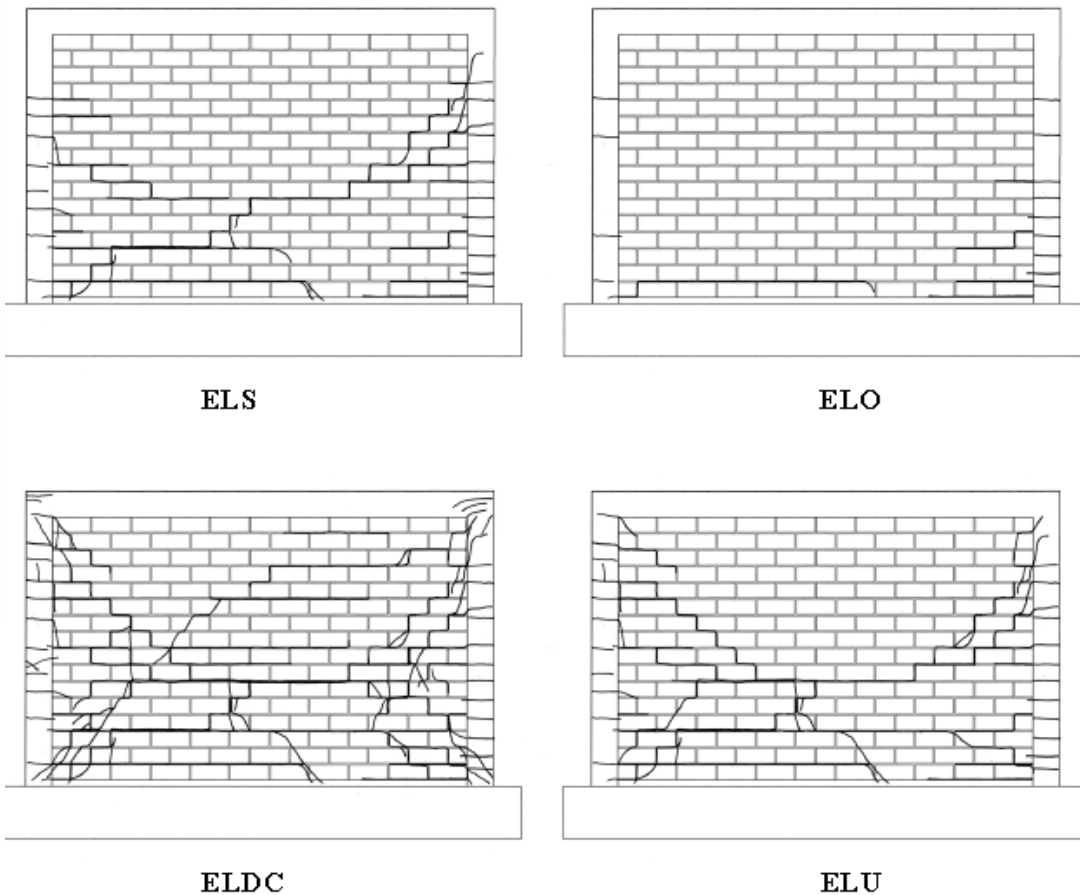


Figura 11.- Estados de daños para los estados límites ELS, ELO, ELDC y ELU (Astroza y Schmidt, 2004)

Tabla 1.5 Estados límite para muros de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004)

Estado Limite	Distorsión (%)
ELS a ELO	0.04 - 0.18
ELDC	0.19 - 0.62
ELR	0.63 - 1.0
ELU	< 2.5

Para la determinación de los valores de los estados límite estos se pueden obtener de un análisis estático no lineal de la estructura, donde se pueden identificar puntos límite como el agrietamiento, la cedencia y el agotamiento último de la capacidad de los diferentes elementos estructurales pudiéndose relacionar directamente con los estados de daño considerados.

1.5 Método de los Elementos Finitos para el Análisis Estructural

La mayoría de los problemas prácticos que se presentan en la ingeniería, representan una dificultad matemática de tal grado que, aunque las ecuaciones diferenciales que gobiernan dichos problemas no son muy complicadas, su solución por métodos de análisis exactos, aun después de considerar algunas hipótesis que simplifican los problemas, no se logra si no para ciertos problemas de geometría, condiciones de contorno y/o sistemas de carga muy particulares. Es por esto que aunque este tipo de solución es la que proporciona mayor información sobre el comportamiento de las variables del problema que se esté resolviendo, se debe recurrir a los métodos numéricos ya que permiten elaborar análisis y diseños con un alto grado de sofisticación y precisión (da Fonseca, 2011).

De acuerdo con da Fonseca (2011) una de las técnicas de análisis numérico que más se ha destacado desde hace aproximadamente 40 años, por su capacidad para modelar dominios irregulares, condiciones de contorno, no-linealidades (geométricas y/o mecánicas), y/o sistemas de cargas complejos, que son características que aparecen en la mayoría de los problemas de interés práctico; así como por la factibilidad en la selección del mecanismo de

aproximación de las variables involucradas de un problema específico, es el Método de los Elementos Finitos (MEF).

El MEF consiste básicamente en la división de un medio continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. Las ecuaciones que gobiernan el comportamiento del medio continuo regirán también el del elemento. Es de esta manera que se logra pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencia o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones algebraicas, lineales o no (Otero, 2006).

Aunque este método constituye una herramienta matemática poderosa, se debe tener cuidado ya que no deja de ser un método aproximado, por lo que se tiene que emplear cuidadosamente, ya que la calidad de los resultados obtenidos dependen de varios factores, entre los que se encuentran la distribución de la discretización espacial de la región en estudio, el tipo de discretización en el tiempo en los problemas no permanentes, la aplicación adecuada de las condiciones de contorno, la correcta inclusión en el modelo de las propiedades físicas de los materiales que intervienen en el problema, etc. (da Fonseca, 2011).

1.5.1 Procedimiento para el Análisis de Elementos Finitos

“El objetivo del análisis por medio del método de los elementos finitos, es determinar de forma precisa la respuesta de un sistema modelado con una cantidad finita de elementos y sujeto a unas cargas determinadas” (Cubillos, 2007). En el desarrollo del modelo por elementos finitos siempre se tiene en cuenta que se está desarrollando un modelo que es una representación de un sistema físico real.

A continuación se presentan los pasos o procedimiento para el desarrollo de un análisis por medio de elementos finitos (Cubillos, 2007):

- TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS
- **Discretización o modelado de la estructura:** se divide a la estructura en una cantidad finita de elementos, por medio de un preprocesador. Se determina el tamaño o la cantidad de elementos en cierta área o volumen del elemento a analizar.
 - **Definir las propiedades de los elementos:** el usuario deberá definir las propiedades físicas y mecánicas del elemento o elementos que se analizará.
 - **Ensamblar las matrices de rigidez de los elementos:** esto se refiere a los desplazamientos nodales cuando se aplican las fuerzas en los nodos ($U=K*F$). El ensamble de las matrices, implica la aplicación de equilibrio para toda la estructura.
 - **Aplicación de las cargas y/o acciones:** aplicar las cargas o fuerzas distribuidas o concentradas, verticales o laterales, desplazamientos y momentos.
 - **Definir las condiciones de frontera:** se definen las condiciones de apoyo del modelo (empotrado, articulado, libre, entre otras). Empleando las condiciones de frontera se puede conocer las reacciones.
 - **Solucionar el sistema de ecuaciones lineales:** el desarrollo de los pasos anteriores nos lleva a un sistema de ecuaciones algebraicas simultáneas, donde los desplazamientos nodales son desconocidos.
 - **Calcular los esfuerzo:** para finalizar se pueden calcular los esfuerzos, reacciones deformaciones u otra información relevante. El post-procesador ayuda a visualizar la salida en forma gráfica.

1.5.2 Análisis Estático No Lineal Pushover y Pull-down.

De acuerdo con Bonett (2003) la capacidad que tiene una estructura depende de su resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para estimar su

capacidad más allá de su límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo el análisis estático no lineal (análisis *pushover*).

El análisis *Pushover* es una técnica simple y eficiente que permite estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este tipo de análisis se efectúa sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se va incrementando de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este método de análisis es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y falla de los componentes, los estados límite de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Bonett, 2003). El procedimiento para su desarrollo se describe claramente con claridad en el ATC-40.

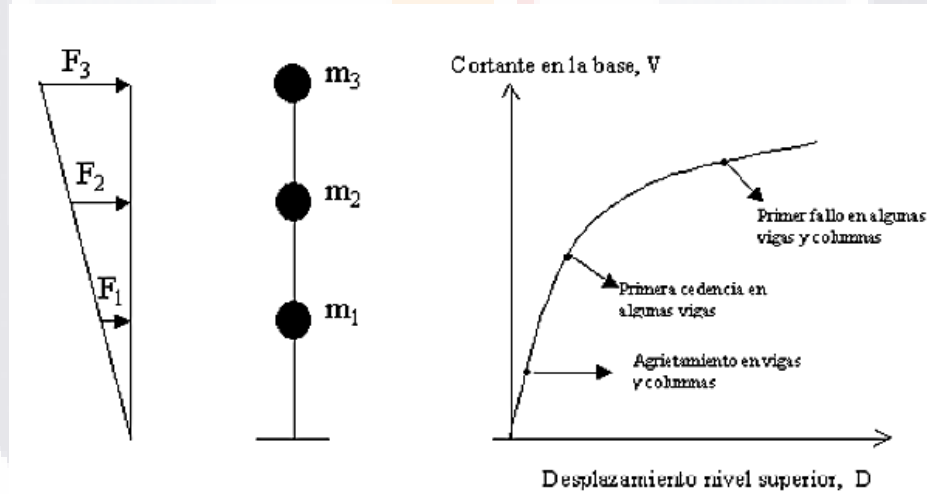


Figura 12.- Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover (Bonett, 2003).

Actualmente el análisis *Pushover* tiene su aplicación principalmente para conocer el desempeño de estructuras ante sismos, así como para hacer propuestas de reforzamiento, es por esta razón que se propone su adaptación y aplicación como análisis Pull-down con la finalidad de evaluar el comportamiento y daño en edificaciones afectadas por subsidencia, que si bien es un fenómeno lento en su ocurrencia a comparación con los sismos, este puede ocasionar severos daños a las edificaciones debido al constante y abecés imparables desplazamiento del suelo, ya que le resta sustentabilidad a las estructuras provocando con

esto que sus elementos de apoyo rebasen su resistencia máxima y en ocasiones lleguen al colapso (Ramírez, 2015).

El análisis *Pull-down* es considerado cuando una estructura sufre desplazamientos verticales en alguno o algunos de sus elementos de apoyo. Este método es muy similar al análisis *Pushover* con la diferencia que en el análisis *Pushover* se evalúan los desplazamientos horizontales en la estructura, mientras que en el análisis *Pull-down* consiste en evaluar los desplazamiento verticales, que dependen del tipo de deslizamiento del suelo que afecta la estructura, que para fines de este trabajo los desplazamientos considerados son debidos al fenómeno de subsidencia local, la cual se desarrolla lentamente a lo largo de los años. Este tipo de análisis se ha utilizado para el desarrollo de varias investigaciones entre las que se encuentran las realizadas por Ruiz (2013), Hernández, (2015) y Ramírez (2015) entre otros.

1.6 Métodos Geofísicos y su Aplicación en la Evaluación de Problemas por Subsidencia

De acuerdo al Servicio Geológico Mexicano la geofísica se define como “una ciencia derivada de la geología que trata del estudio de las propiedades físicas de la Tierra”. Investiga aspectos como la composición interna del planeta, el flujo de calor proveniente del interior de la tierra, la fuerza de la gravedad que forma el campo gravitacional, la fuerza magnética de atracción y la propagación de las ondas sísmicas a través de las rocas de la corteza terrestre.

Los métodos geofísicos se han empleado principalmente para la detección de recursos naturales con potencial de explotación, como los son yacimientos mineros, cuerpos de agua subterránea, zonas geotérmicas y yacimientos de hidrocarburos. La profundidad de exploración para su localización generalmente es de cientos de metros, inclusive de varios kilómetros (Pacheco, 2007).

De acuerdo con Pacheco (2007) se ha venido desarrollando en los últimos años una nueva rama de la geofísica de exploración, siendo esta la geofísica ambiental. Su objetivo es la exploración de la capa superficial del subsuelo donde la actividad antropogénica puede alterar las condiciones naturales del subsuelo, y donde las condiciones geológicas afectan la actividad antropogénica. Entre sus principales usos está la de localizar escenarios geológicos potencialmente riesgosos para la actividad humana como lo son las fallas geológicas activas y cavernas en el subsuelo. La profundidad de exploración no va más allá de los 300 m generalmente.

Entre los métodos que se encuentran para la investigación de hundimientos debidos a la extracción de agua subterránea y el estudio de agrietamientos y fallas del terreno se encuentran los de resistividad eléctrica, sísmicos y gravimétricos principalmente.

Los *métodos de resistividad eléctrica* se basan en la medición de las propiedades eléctricas del subsuelo, dado que todos los materiales de la Tierra oponen resistencia al flujo de la corriente eléctrica, a esta propiedad se le llama resistividad geoelectrica, la cual nos permite diferenciar entre distintos materiales (Métodos Geofísicos, 2016).

De acuerdo a lo indicado por Pacheco *et al.* (2013) mediante estudios de resistividad del suelo se pueden detectar fisuras en sus primeras etapas de evolución, o la detección de fallas incipientes del terreno ocultas por los procesos de erosión o por actividades antropogénicas, los cuales se aplican con éxito en zonas semihomogéneas y estratigrafía no alterada. Cuando la anomalía es identificada es posible asociarla con una falla de terreno oculta, para esto es común excavar trincheras para comprobar la existencia de la falla detectada por la resistividad.

El *método sísmico* se fundamenta en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las velocidades de propagación varían entre 150 y 600 m/seg en suelos, mientras que en roca sana los valores van de 800 hasta 2000 m/seg. Este consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área de estudio usando una pequeña carga de explosivo. En la zona de

exploración de colocan geófonos separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono (Métodos Geofísicos, 2016).

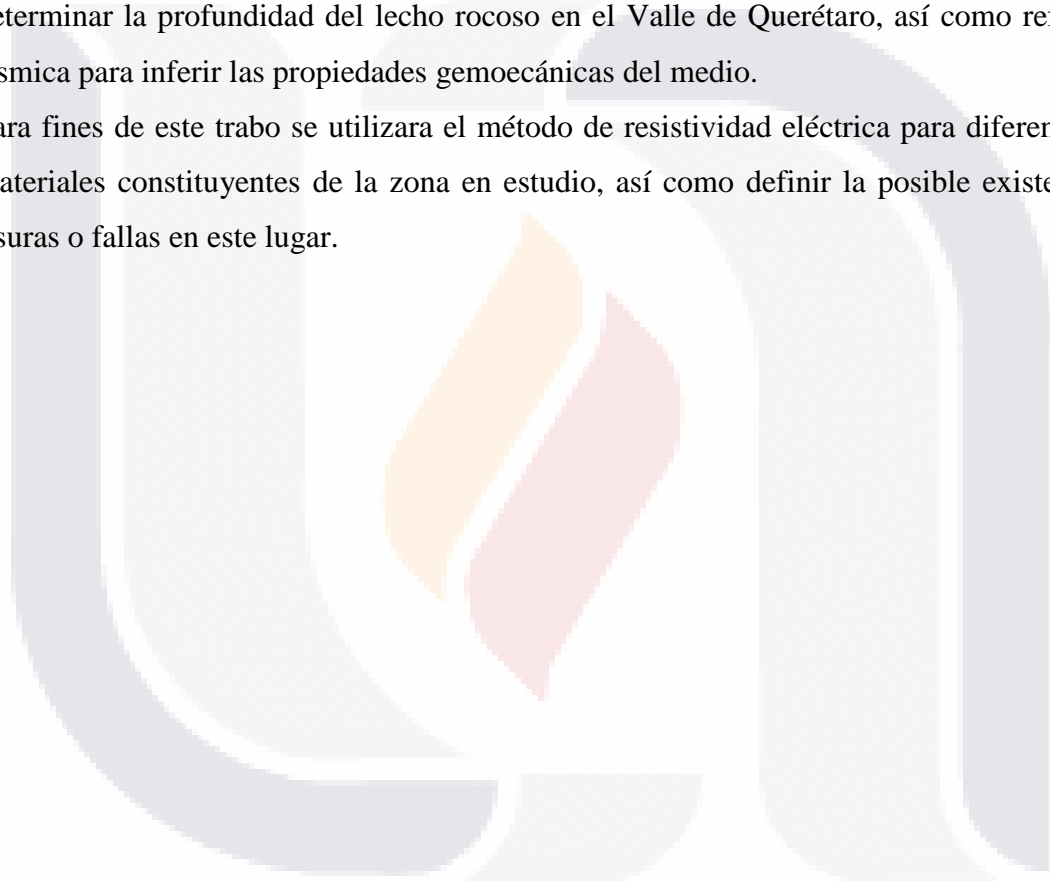
Los *métodos gravimétricos* consisten en medir anomalías en el campo gravitatorio de la Tierra causadas por cambios de densidad entre distintos materiales. Los datos obtenidos en campo deben ser corregidos respecto a puntos de referencia de conocida gravedad, las correcciones serán respecto al tiempo, altura topográfica, posición geográfica, mareas y cercanía a grandes masas de roca. Entre sus aplicaciones se encuentran la minería para la detección de yacimientos metálicos y no metálicos, en la geotécnica se emplea para modelización del substrato rocoso y detección de cavidades (Métodos Geofísicos, 2016).

Mediante la aplicación de estudios de gravimetría se puede determinar la probabilidad de la aparición de futuras grietas en el terreno, independientemente si existen evidencias actuales o no. El análisis consiste en evaluar el potencial de que se genere un fracturamiento en el terreno. Se ha aplicado este método para determinar la configuración de la roca subyacente. Como se puede ver, una distorsión de la curva se produce en el punto de la anomalía gravimétrica, exactamente en la zona de falla. En este caso, la correlación directa demuestra que las fallas en el terreno están asociadas directamente a las irregularidades que existen en el basamento rocoso (Pacheco *et al.* 2013).

Se han realizado varias investigaciones para el estudio de hundimientos por extracción de agua subterránea y estudios de fallas o grietas del terreno natural utilizando los métodos geofísicos como lo menciona Pacheco (2007) en su trabajo, entre las investigaciones que menciona podemos hablar sobre las realizadas por Jachens y Holzer (1979 y 1982) quienes realizaron mediciones magnéticas y gravimétricas sobre agrietamientos conocidos en la zona de Picacho y Casa Grande en Arizona, estos encontraron que los agrietamientos en estudio correspondían espacialmente con las anomalías magnéticas y gravimétricas observadas. Estos resaltan la utilidad del método gravimétrico para detectar las irregularidades del lecho rocoso y la identificación de zonas con potencial de generación de agrietamientos superficiales.

Otros autores que menciona Pacheco (2007) es Hasbrouck (1991) quien utilizo el método de la refracción sísmica para la detección de agrietamientos que ya se han generado, pero que por causas de la erosión no se observan a simple vista. Rucker y Keaton (1998) también utilizaron este método para la detección y localización de agrietamientos superficiales en Arizona. Bankher y Al-Harhi (1999) utilizaron métodos magnéticos y resistividad para la determinación del relieve del lecho rocoso en el Oeste de Arabia Saudita. Así mismo Pacheco (2007) utilizó métodos gravimétricos y magnéticos para determinar la profundidad del lecho rocoso en el Valle de Querétaro, así como refracción sísmica para inferir las propiedades gemoecánicas del medio.

Para fines de este trabo se utilizara el método de resistividad eléctrica para diferenciar los materiales constituyentes de la zona en estudio, así como definir la posible existencia de fisuras o fallas en este lugar.



Capítulo 2 Metodología

En este capítulo se describirán los procedimientos y métodos utilizados para llevar a cabo la recolección de la información y los datos necesarios para el desarrollo de este trabajo.

2.1 Monitoreo de los Desplazamientos Verticales del Terreno a Ambos Lados de la Falla Oriente

Como ya se mencionó anteriormente la zona en estudio se ubica en el Fracc. Libertad ubicado al norte de la ciudad con coordenadas Zona 13 Q, 781501.00 m E, 2427153.00 m N, donde se realizó el monitoreo de las deformaciones verticales que ha tenido el terreno natural a ambos lados de la falla, iniciando en el mes de septiembre del 2015 y concluyendo en el mes de febrero del 2016.

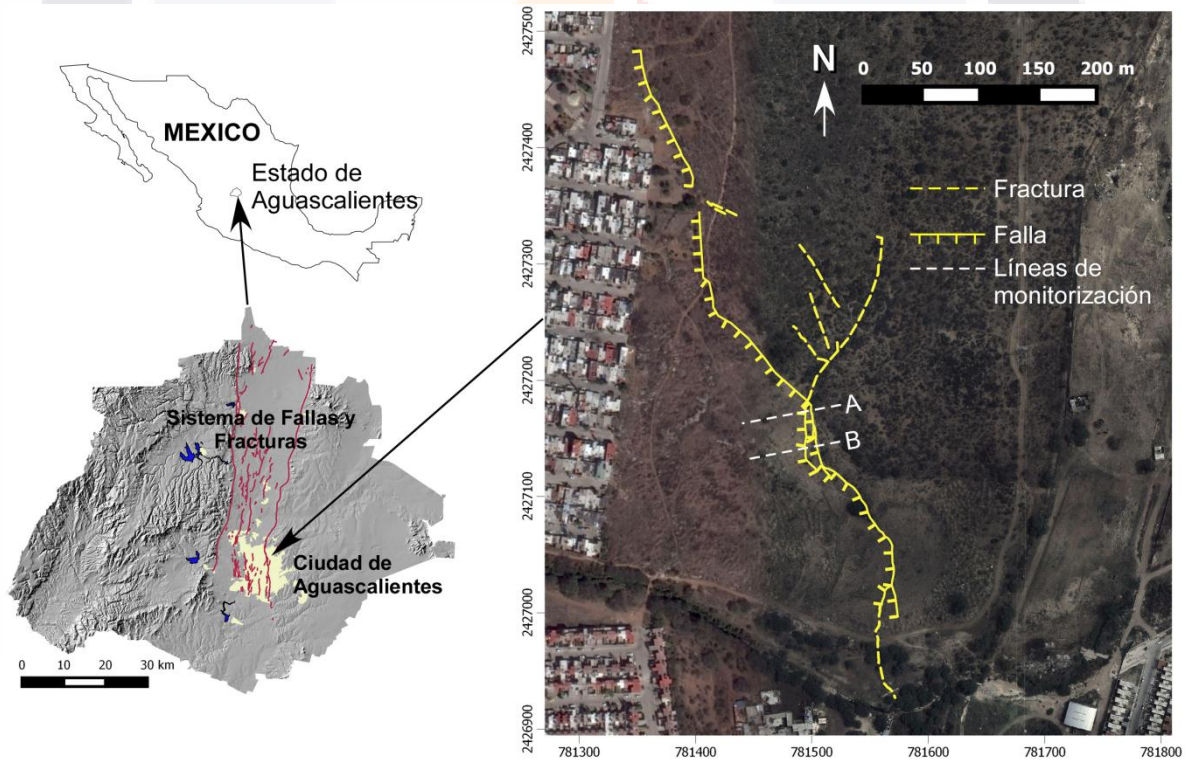


Figura 13.- Ubicación de la Zona en Estudio de la Falla (Hernández Marín en preparación)

A continuación se presenta el procedimiento y método utilizado para evaluar la subsidencia que se ha generado en esta franja de la Falla Oriente:

1. Se delimitó la zona de estudio seleccionando una franja de aproximadamente 25 m de longitud a lo largo de la falla.
2. Se ubicaron dos secciones de monitoreo en la falla, llamadas sección A y B, las cuales cuentan con 17 y 16 puntos de monitoreo respectivamente formando dos líneas rectas que son perpendiculares a la falla con una longitud de 86.23 m y 91.48 m respectivamente.
3. Se colocaron dos bancos de nivel lejos del ancho de influencia de la falla, con el fin de asegurar que estos puntos no tuvieran ningún tipo de movimiento.
4. Los puntos de monitoreo y bancos de nivel se construyeron *in situ*, realizando una excavación de aproximadamente 30 cm de profundidad en el terreno natural, colocando en su interior una armadura electrosoldada (Armex), posteriormente se coló con concreto y finalmente se colocó en la parte superior un tornillo de cabeza plana de 4 pulg de longitud, cuya función es ser un punto fijo para el monitoreo de las deformaciones del terreno.



Figura 14.- Puntos de Monitoreo

5. Para el monitoreo de las deformaciones del terreno natural a ambos lados de la Falla Oriente, se empleó el método topográfico de nivelación diferencial para obtener los

niveles con aproximación al milímetro y con un error de ± 1 mm de los 33 puntos colocados en las dos secciones perpendiculares a la falla. Para realizar esto se utilizó un nivel automático marca Sokkia modelo B20 y un estadal con graduación milimétrica, con la finalidad de obtener las variaciones de nivel en cada punto de monitoreo y con esto obtener un registro de las deformaciones del suelo. Iniciando con las mediciones el 24 de septiembre de 2015 cuyas lecturas se tomaron como base para ser comparadas con las 4 mediciones restantes, las cuales se realizaron en intervalos de aproximadamente un mes de diferencia entre cada una, finalizando con las mediciones el 2 de febrero de 2016.



Figura 15.- Equipo Topográfico Utilizado para Realizar Nivelaciones

Se utilizó esta metodología para la recolección de los datos, debido principalmente a la practicidad del método y su precisión, aunado a que se contaba con el equipo y personal capacitado para llevarlo a cabo, además de que es muy aplicable para áreas de estudio pequeñas. Los errores que se presentan al utilizar este método son principalmente humanos, ya sea por no nivelar bien el equipo o por realizar lecturas incorrectas en el estadal. El error con el que se trabajó para el desarrollo de este método fue de ± 1 mm. Para esto se realizaban dos nivelaciones de cada sección y se comparaban los niveles de cada punto, los cuales tenían como tolerancia una diferencia de ± 1 mm, al verificar que esto se cumpliera se tomaban los datos como buenos y se realizaba el registro de estos.

2.2 Monitoreo de los Desplazamientos Verticales del Terreno en las Inmediaciones del Edificio de Filosofía del Seminario Diocesano de Aguascalientes

En lo que corresponde al edificio en estudio, se utilizó el mismo método empleado para el monitoreo de las deformaciones del terreno en la Falla Oriente, aplicándolo de la misma manera y tomando las mismas consideraciones, con la diferencia que los puntos de control en este caso se ubicaron sobre piso tipo firme de concreto colocando tornillos cabeza plana de 4 pulg de longitud ahogados en el firme con una lechada de cemento-arena. El propósito era conocer las deformaciones que se presentaban en el suelo y definir un ancho de afectación por la posible existencia de un fracturamiento del terreno.

El inmueble en estudio se encuentra dentro del Seminario Diocesano de Aguascalientes, el cual está ubicado en la calle Olivos No. 202 del Fracc. Jardines de la Cruz en el Municipio de Aguascalientes con coordenadas Zona 13 Q, 781780.00 m E, 2421529.00 m N. Para su monitoreo se colocaron tres secciones nombradas A, B y C, ubicadas las dos primeras a ambos lados del edificio y a lo largo de este, mientras que la tercera se ubicó en una cancha de básquetbol cercana al edificio, teniendo un total de 21 puntos de monitoreo. La primera medición se realizó 8 de septiembre de 2015 tomándose como base para su comparación con las siguientes y posteriormente se realizaron otras cuatro mediciones con intervalos entre ellas de un mes aproximadamente, concluyendo con estas el 3 de febrero de 2016.



Figura 16.- Ubicación de la Zona en Estudio, Ed. Filosofía Seminario Diocesano

2.3 Investigación Preliminar del Edificio.

Con esto se buscó recopilar información acerca de las condiciones en las que se encuentra la estructura, determinar el tipo y la seriedad del problema o problemas que la afectan, así como determinar la factibilidad de realizar una investigación a detalle. La investigación preliminar es una introducción a la situación que está experimentado la estructura. Esto se realizó con la finalidad de poder contar con la mayor información posible del edificio para la generación del modelo numérico y hacer una valoración más precisa de este. Para llevar a cabo la investigación preliminar del edificio se realizó lo siguiente:

1. Revisión del proyecto original: para poder familiarizarse con los planos y especificaciones del proyecto original de la edificación en estudio se realizó una búsqueda y recopilación de información acerca del inmueble, por lo que se solicitaron los planos arquitectónicos, planos estructurales, memoria de cálculo, bitácora de obra, mecánica de suelos, fotografías de su construcción a las autoridades del Seminario Diocesano, pero desafortunadamente no contaban con ningún tipo de información acerca del edificio, solo proporcionaron una copia del plano de instalaciones de la planta baja del edificio que sirvió como base para la

generación de los planos arquitectónicos. Es por lo anterior que para la realización de este trabajo todo el material generado acerca del edificio en estudio se construyó mediante levantamientos de la estructura en sitio, pláticas anecdóticas de los habitantes del seminario sobre su construcción y evolución de daños, así como tomando datos de la normativa existente para edificaciones de mampostería confinada.

2. Información general de la edificación: su ubicación, definir el tipo de estructura, conocer el número de niveles, conocer el historial de la construcción siendo esto su año de construcción, la puesta en servicio, el uso que se le ha dado a la infraestructura, así como realizar entrevistas con personas que hayan conocido la estructura a través del tiempo con la finalidad de conocer de manera cronológica como se han ido presentando los daños y si han existido modificaciones a la estructura original.
3. Inspección visual del inmueble: es la primera etapa para determinar el estado y condición en que se encuentra la construcción, se realizó con la finalidad de poder determinar en una primera instancia y de manera hipotética cual es o cuales son los mecanismos o fenómenos que están afectando a la estructura y ubicar los elementos y zonas más dañadas. Para esto se revisan elementos como losas, vigas, columnas, muros y pisos con la finalidad de determinar si presentan algún tipo de daño y se realiza un levantamiento fotográfico del edificio.

2.4 Monitorización de las Deformaciones del Edificio de Filosofía del Seminario Diocesano de Aguascalientes

El control de las deformaciones del edificio se llevó a cabo mediante la utilización de fisurómetros, estos son dos placas de resina acrílica que se superponen parcialmente entre sí, una de las placas está grabada con ejes ortogonales, mientras que la otra esta calibrada en milímetros formando un plano cartesiano. Para el monitoreo de la edificación se

colocaron 8 fisurómetros, a continuación se describe como se colocaron y el modo en que se tomaron las lecturas:

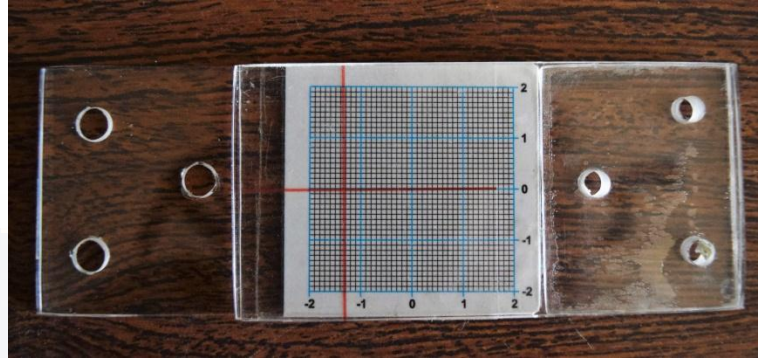


Figura 17.- Fisurómetro

1. Estos se colocaron de manera horizontal sobre elementos que presenten algún tipo de agrietamiento, en este caso se colocaron sobre muros de mampostería que presentaban agrietamientos, fijándolos con pijas, con la finalidad de registrar futuros desplazamientos tanto horizontales como verticales. Se colocaron 8 fisurómetros en el edificio, 6 en la planta baja y 2 en el primer nivel.
2. El registro de las deformaciones se tomó en milímetros o fracción de milímetros a partir de la primera lectura registrada cuando se colocó el fisurómetro. Se llevó el registro de las deformaciones con intervalos de aproximadamente un mes iniciando con las mediciones el 17 de enero de 2015 y finalizando el 03 de febrero de 2016.

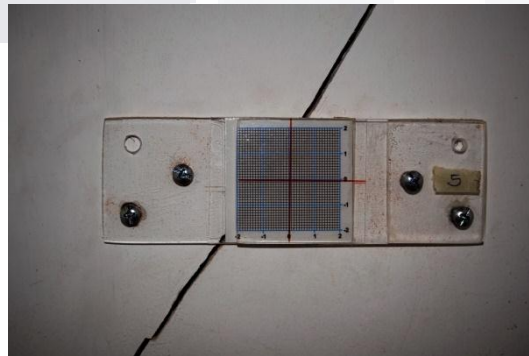


Figura 18.- Colocación de Fisurómetro

2.5 Metodología para el Análisis Pull-Down en la Edificación

Para la generación de la curvas de vulnerabilidad o fragilidad del edificio en estudio se realizó un modelo numérico del edificio en Sap2000 14. Realizando un análisis por desempeño donde se consideró el comportamiento no lineal de los elementos tipo Shell (muros) tomando en cuenta el comportamiento plástico de los materiales que lo constituyen. Esto con la finalidad de poder determinar el estado de daño en el que se encuentra la edificación debido a las distorsiones angulares que presenten los muros asociadas a un hundimiento diferencial de la estructura.

Los pasos para el análisis Pull-Down del edificio en estudio son los siguientes (Ramírez, 2015):

1. Construir un modelo numérico de la edificación considerando las propiedades no lineales de los materiales que la conforman.
2. Asignar asentamientos diferenciales en los nudos de apoyo donde se estén generando las deformaciones en la edificación.
3. Monitorizar las deformaciones verticales que se presentan en los nudos de control previamente asignados para evaluar la evolución de las deformaciones de la estructura.

2.6 Método Geofísico Empleado para la Detección de Fallas o Grietas en el Terreno Natural

Para poder determinar si los daños que presenta el edificio en estudio están asociados a un fracturamiento del terreno debido al fenómeno de subsidencia, se optó por realizar una exploración del subsuelo utilizando el método geofísico de resistividad eléctrica, ya que como se mencionó anteriormente este método permite detectar fracturas o cavidades en el subsuelo. Esto se realizó de la siguiente manera:

1. El equipo utilizado para realizar este trabajo fue electrodos, cables, conectores, resistivimetro SYCAL Junior y batería. La prueba se realizó en un jardín ubicado a un costado del edificio, realizándose el estudio a lo largo del edificio, para tener con esto una sección representativa del subsuelo en el cual se encuentra desplantado el edificio.



Figura 19.- Equipo de Campo para Adquisición de Datos de Resistividad

2. Se tomó una tomografía de resistividad eléctrica en 2D, utilizando una configuración Dipolo-Dipolo ya que esta tiene como característica un gran poder resolutivo ante la presencia de cambios geológicos laterales como lo son fallas, fracturas y paleocauces. Los electrodos se colocaron aproximadamente a un metro de separación entre cada uno abarcando una longitud de aproximadamente 20 m, con lo que se cubre el largo del edificio.



Figura 20.- Estudio de Campo

3. El procesamiento de los datos obtenidos de la prueba de resistividad eléctrica para su visualización e interpretación se realizó con el programa de inversión 2D RES2DINV.

Capítulo 3 Resultados

En este capítulo se presentará lo que corresponde a los resultados obtenidos del monitoreo de la falla y del edificio de Filosofía del Seminario Diocesano, así como los resultados del análisis estructural del edificio.

3.1 Resultados Obtenidos de la Monitorización de las Deformaciones de la Falla

En este apartado se presentaran los datos obtenidos de la monitorización de la falla por medio de nivelaciones diferenciales, teniendo un error de aproximación de ± 1 mm. También se mostraran los perfiles del terreno natural, los datos acumulados de las deformaciones que se presentaron durante el periodo de mediciones; se presentaran las gráficas de desplazamiento contra tiempo de cada uno de los puntos monitoreados y se definirá el ancho de influencia de la falla en base a los datos obtenidos de las deformaciones del terreno.

3.1.1 Datos Obtenidos

En la Tabla 3.1 y 3.2 se ilustran los resultados de la monitorización de la falla, estos se presentan como niveles reducidos ya que se asignó una elevación arbitraria de 1000 cm a los bancos de nivel para obtener las elevaciones de cada punto monitoreado. En la Figura 21 se muestra la ubicación de las secciones en estudio.

Tabla 3.1.- Niveles Reducidos de la Monitorización de la Falla Sección A

Sección A					
Punto	Nivel Reducido Primera Lectura 2-sep-2015 (cm)	Nivel Reducido Segunda Lectura 12-oct-2015 (cm)	Nivel Reducido Tercera Lectura 19-nov-2015 (cm)	Nivel Reducido Cuarta Lectura 22-dic-2015 (cm)	Nivel Reducido Quinta Lectura 2-feb-2016 (cm)
A-BN1	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00
A-P1	950.20	950.10	950.30	950.30	950.65
AP-2	896.20	896.10	896.20	896.20	896.20
A-P3	854.70	854.55	854.65	854.70	854.70
AP-4	822.95	822.80	822.90	822.95	822.90
A-P5	793.20	793.05	793.25	793.20	793.20
AP-6	781.45	781.25	781.25	781.40	781.20
A-P7	789.55	789.25	789.20	789.20	789.10
AP-8	807.40	807.20	807.25	807.10	807.20
Falla					
A-P9	738.70	738.45	738.35	738.05	737.95
A-P10	712.95	712.85	712.80	712.25	712.35
A-P11	697.75	697.80	697.75	697.05	697.50
A-P12	678.85	678.65	678.55	678.20	678.20
Falla					
A-P13	579.60	579.35	579.30	578.65	578.70
A-P14	555.45	555.30	555.15	554.30	554.40
A-P15	530.65	530.35	530.15	529.50	529.60
A-P16	443.75	443.45	443.30	442.45	442.60
A-P17	394.25	393.95	393.95	393.05	393.10

Tabla 3.2.- Niveles Reducidos de la Monitorización de la Falla Sección B

Sección B					
Punto	Nivel Reducido Primera Lectura 2-sep-2015 (cm)	Nivel Reducido Segunda Lectura 12-oct-2015 (cm)	Nivel Reducido Tercera Lectura 19-nov-2015 (cm)	Nivel Reducido Cuarta Lectura 22-dic-2015 (cm)	Nivel Reducido Quinta Lectura 2-feb-2016 (cm)
B-BN2	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00
B-P1	990.45	990.45	990.40	990.40	990.30
B-P2	958.65	958.65	958.70	958.70	958.50
B-P3	923.85	923.85	923.95	923.80	923.70
B-P4	902.40	902.40	902.60	902.45	902.30
B-P5	875.45	875.55	875.55	875.55	875.40
B-P6	864.85	864.85	864.95	864.65	864.70
B-P7	906.05	905.85	906.05	905.90	905.80
Falla					
B-P8	784.95	784.45	784.50	784.00	783.95
B-P9	762.65	762.65	762.55	762.10	762.10
B-P10	731.45	731.15	731.10	730.80	730.60
B-P11	723.30	723.00	723.00	722.55	722.50
B-P12	708.15	707.75	707.70	707.45	707.20
Falla					
B-P13	617.10	616.85	616.80	616.30	616.05
B-P14	590.15	589.95	589.95	589.25	589.00
B-P15	526.45	526.15	526.30	525.60	525.50
B-P16	423.45	423.00	423.00	422.10	422.10

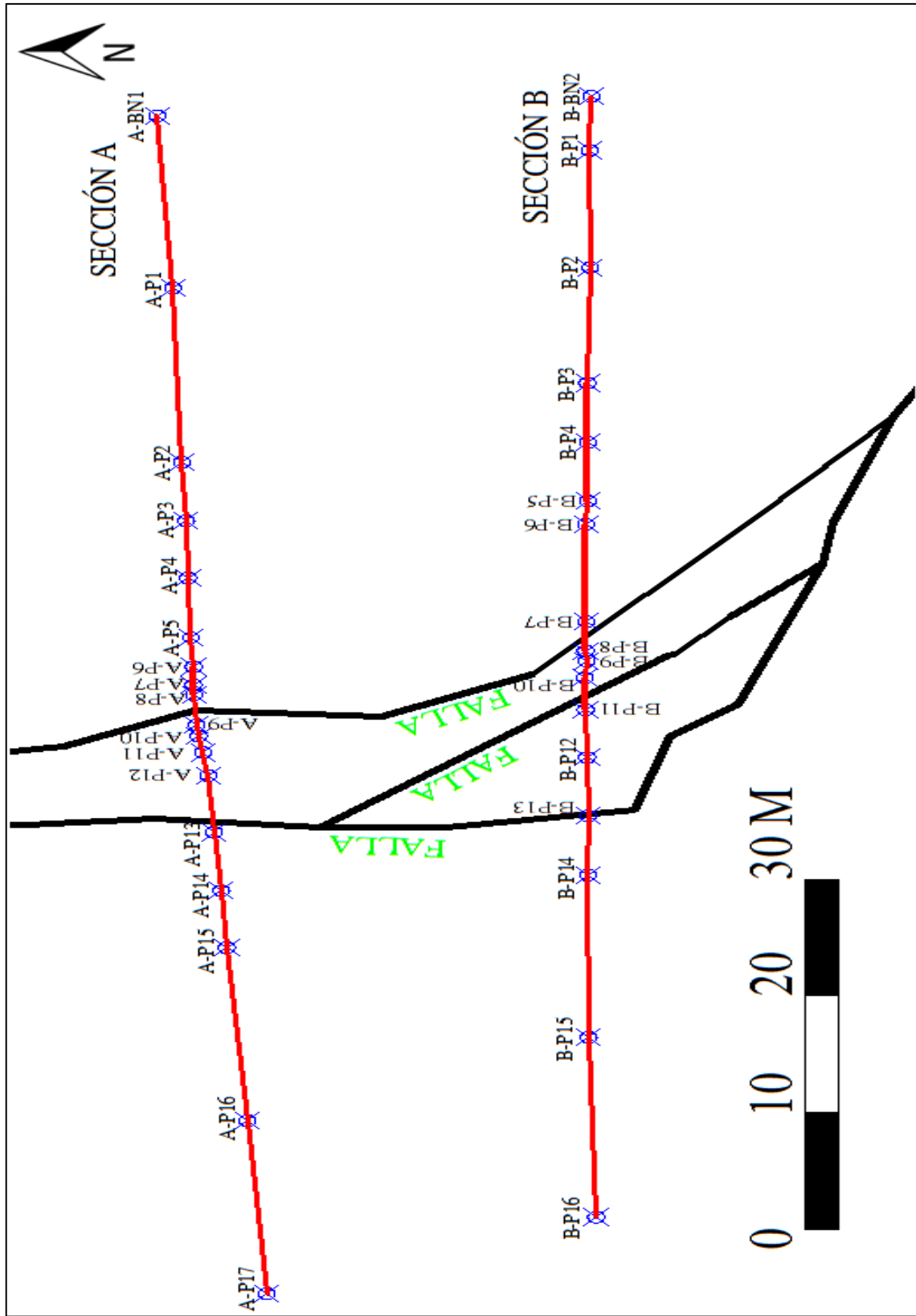


Figura 21.- Secciones de Monitoreo

A continuación en la figuras 22 y 23 se muestran los perfiles de terreno de las secciones que se estuvieron monitorizando para obtener los desplazamientos que presentaba el terreno natural a ambos lados de la falla, en estas figuras se muestran cada uno de los puntos monitoreados.

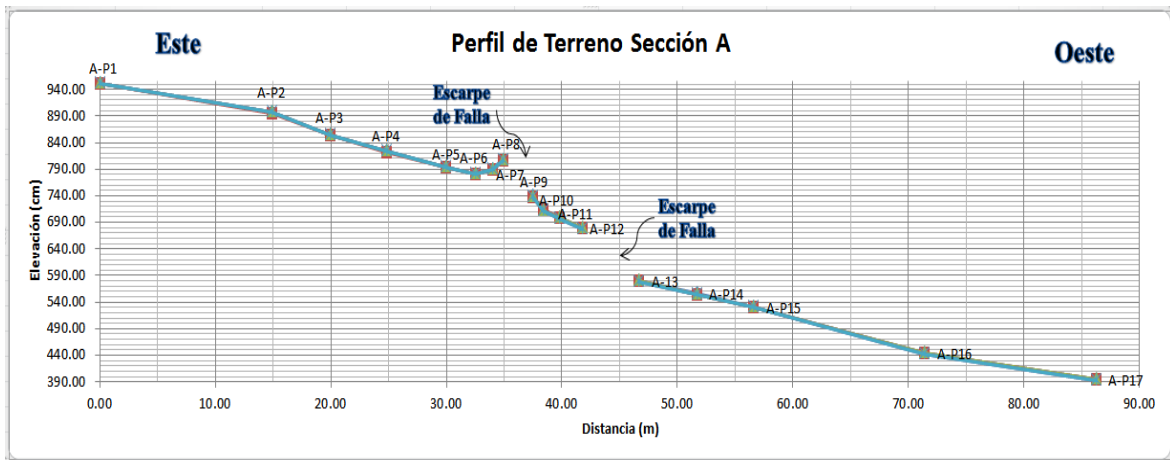


Figura 22.- Perfil de Terreno de la Sección A de Monitoreo

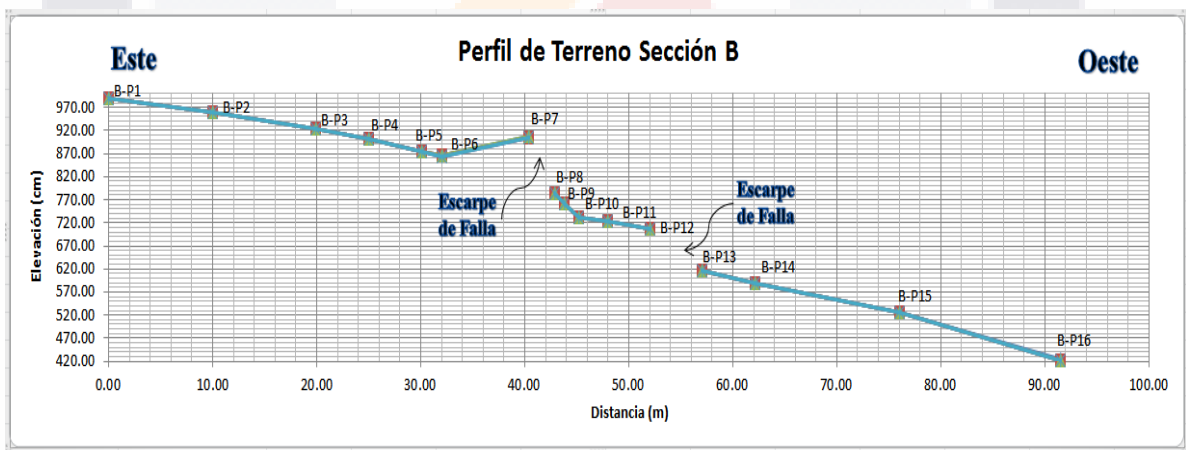


Figura 23.- Perfiles de Terreno de la Sección B de Monitoreo

3.1.2 Resultados de la Deformación Superficial del Terreno Natural en la Falla

Durante el periodo de monitoreo que fue de aproximadamente cinco meses y con los datos obtenidos de las nivelaciones realizadas, se pudo observar un comportamiento complejo de las deformaciones verticales que se presentaban en la superficie del terreno, ya que se

observaron elevaciones en algunos puntos monitoreados, mientras que en otros se presentaron desplazamientos verticales considerables de un mes a otro.

En la Tabla 3.3 y 3.4 se muestran los resultados de las deformaciones acumuladas de cada uno de los puntos monitoreados, para esto se tomó como base la lectura de la nivelación realizada en el mes de septiembre del 2015 y se comparó contra esta las realizadas en los meses posteriores. Los valores negativos nos indican que el punto monitoreado se hundió, mientras que los valores positivos nos muestran que el punto presentó una elevación, ambos respecto a la posición original de cada punto.

Tabla 3.3.- Deformaciones Verticales Acumuladas de la Superficie del Terreno en la Sección A

Sección A					
Punto	Distancia (m)	Deformación Vertical del Terreno (mm)			
		12-oct-15	19-nov-15	22-dic-15	02-feb-16
A-P1	0	-1	1	1	4.5
A-P2	14.95	-1	0	0	0
A-P3	19.97	-1.5	-0.5	0	0
A-P4	24.86	-1.5	-0.5	0	-0.5
A-P5	29.97	-1.5	0.5	0	0
A-P6	32.48	-2	-2	-0.5	-2.5
A-P7	34.03	-3	-3.5	-3.5	-4.5
A-P8	34.88	-2	-1.5	-3	-2
A-P9	37.46	-2.5	-3.5	-6.5	-7.5
A-P10	38.42	-1	-1.5	-7	-6
A-P11	39.83	0.5	0	-7	-2.5
A-P12	41.8	-2	-3	-6.5	-6.5
A-P13	46.66	-2.5	-3	-9.5	-9
A-P14	51.66	-1.5	-3	-11.5	-10.5
A-P15	56.56	-3	-5	-11.5	-10.5
A-P16	71.39	-3	-4.5	-13	-11.5
A-P17	86.23	-3	-3	-12	-11.5

La deformación vertical máxima acumulada de hundimiento que se presentó en el periodo de cinco meses de monitoreo en la Sección A corresponde a los puntos A-P16 y A-P17 con

una magnitud de 11.5 mm, siguiendo otras dos de 10.5 mm de los puntos A-P14 y A-P15, siendo estos cuatro puntos los más alejados hacia el oeste del escarpe de la falla. Mientras que la deformación vertical máxima acumulada de levantamiento que se observó y que fue de una magnitud importante fue la del punto A-P1 con un valor de 4.5 mm.

Tabla 3.4.- Deformaciones Verticales Acumuladas de la Superficie del Terreno en la Sección B

Sección B					
Punto	Distancia (m)	Deformación Vertical del Terreno (mm)			
		12-oct-15	19-nov-15	22-dic-15	02-feb-16
B-P1	0	0	-0.5	-0.5	-1.5
B-P2	10.04	0	0.5	0.5	-1.5
B-P3	19.94	0	1	-0.5	-1.5
B-P4	25.03	0	2	0.5	-1
B-P5	30.06	1	1	1	-0.5
B-P6	32.06	0	1	-2	-1.5
B-P7	40.41	-2	0	-1.5	-2.5
B-P8	42.91	-5	-4.5	-9.5	-10
B-P9	43.78	0	-1	-5.5	-5.5
B-P10	45.22	-3	-3.5	-6.5	-8.5
B-P11	47.97	-3	-3	-7.5	-8
B-P12	52.06	-4	-4.5	-7	-9.5
B-P13	57.06	-2.5	-3	-8	-10.5
B-P14	62.15	-2	-2	-9	-11.5
B-P15	76.06	-3	-1.5	-8.5	-9.5
B-P16	91.48	-4.5	-4.5	-13.5	-13.5

En lo que corresponde a la Sección B monitoreada se observó un comportamiento similar al observado en la Sección A, teniendo valores de hundimiento máximos de 13.5 mm en el punto B-P16, de 11.5 en B-P14, 10.5 mm en B-P13 9.5 mm en B-P15, que al igual que en la Sección A corresponden a los puntos de monitoreo más alejados del escarpe de la falla.

3.1.3 Definición del Ancho de Afectación a Ambos Lados de la Falla

El ancho de afectación se definió en base a las deformaciones obtenidas durante el periodo de monitoreo de la falla y dado que uno de los puntos importantes que abarca esta investigación es como los asentamientos diferenciales afectan a las estructuras de mampostería reforzada, se optó por definir este ancho de afectación en base a la magnitud de las deformaciones verticales que pueden causar daños a los elementos estructurales al perderse la estabilidad en sus elementos de soporte. En base a esto y de acuerdo con Broto, 2006, quien menciona que los asentamientos del orden de 1 mm por mes representan un riesgo notable para cualquier construcción. Es por lo anterior que el ancho de afectación se determinó a partir de los puntos monitoreados que hayan presentado una deformación de esta magnitud.

En la Figura 24 se presenta una gráfica con las deformaciones verticales acumuladas del terreno, donde se observa el comportamiento que presentaron las dos secciones monitoreadas.

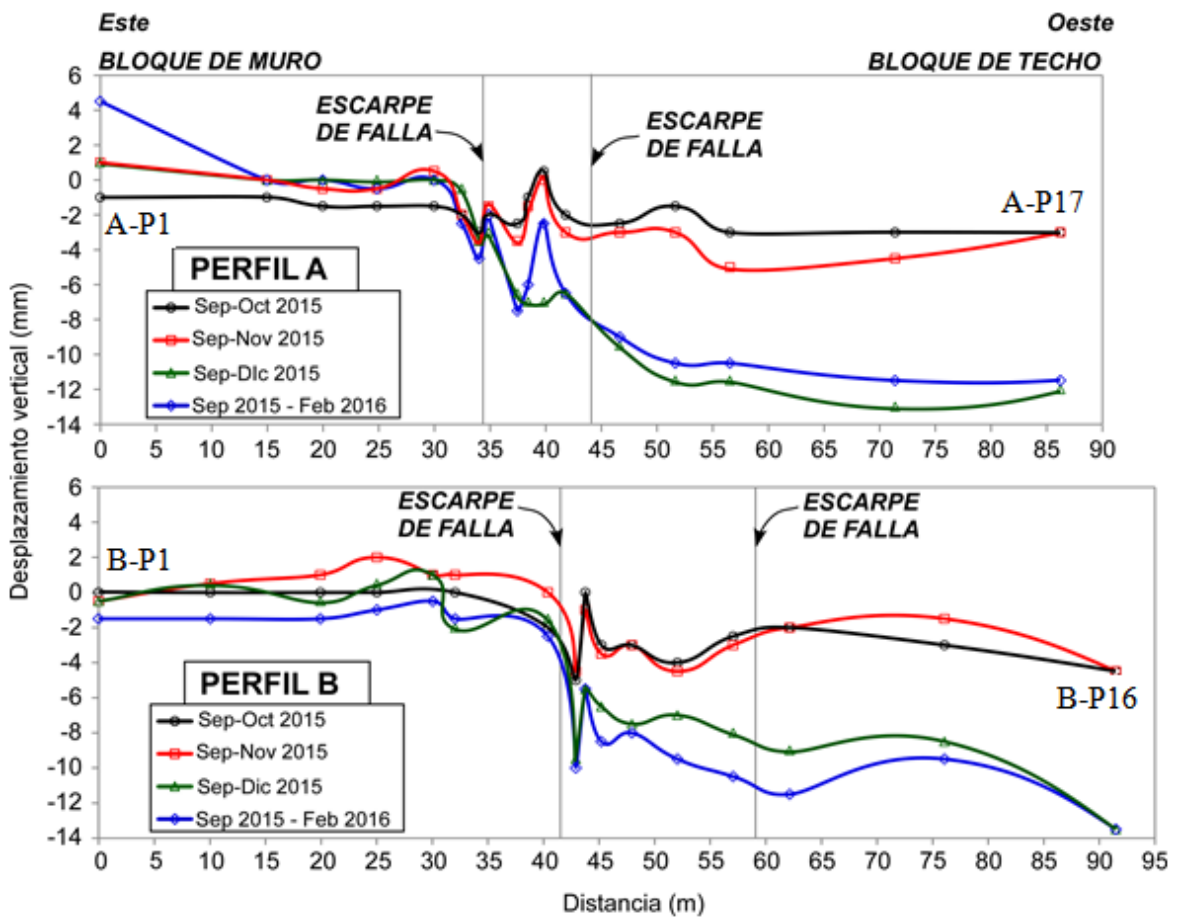


Figura 24.- Deformación Vertical del Terreno en las Secciones Monitoreadas

En la figura 24 se puede observar claramente que en el bloque de muro las deformaciones del terreno se mantuvieron estables con valores de entre 2 mm y -2 mm de deformación en un periodo de cinco meses, observándose claramente que los puntos monitoreados a partir del escarpe de la falla y hacia el oeste que corresponde al bloque de techo se observan deformaciones importantes y una variación constante de los hundimientos mes con mes, teniendo un salto importante de deformación entre los meses de Noviembre y Diciembre con un registro de deformaciones de hasta 1 cm en algunos de los puntos, por lo que es claro que el bloque de techo es el área que se encuentra más activa y donde se presenta más subsidencia, por lo tanto sería esta franja de terreno la que presenta un mayor riesgo para las construcciones que se pudieran edificar en esta zona, al menos hasta los puntos A-P17 y B-P16 que son el límite de la zona estudiada y a partir del escarpe de la falla.

Se realizó una comparativa entre las nivelaciones mes con mes tomando como referencia y punto de partida los valores obtenidos en la nivelación del mes de septiembre de 2015 y a partir de esta comparativa de mediciones se construyeron las Figuras de la 25 a la 29 correspondientes a la Sección A monitoreada y de la Figura 30 a la 34 serían de la Sección B, donde se observa por medio de barras cual fue la variación de elevación de cada uno de los puntos monitoreados.

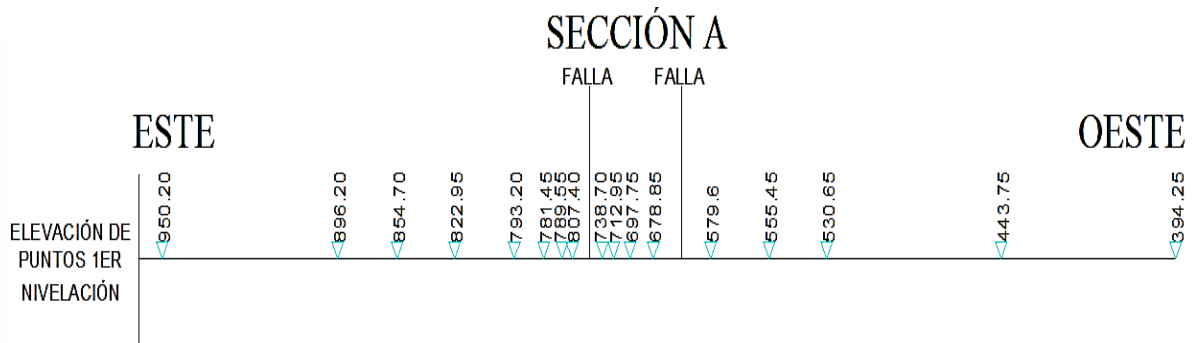


Figura 25.- Elevación de Puntos Monitoreados Sección A

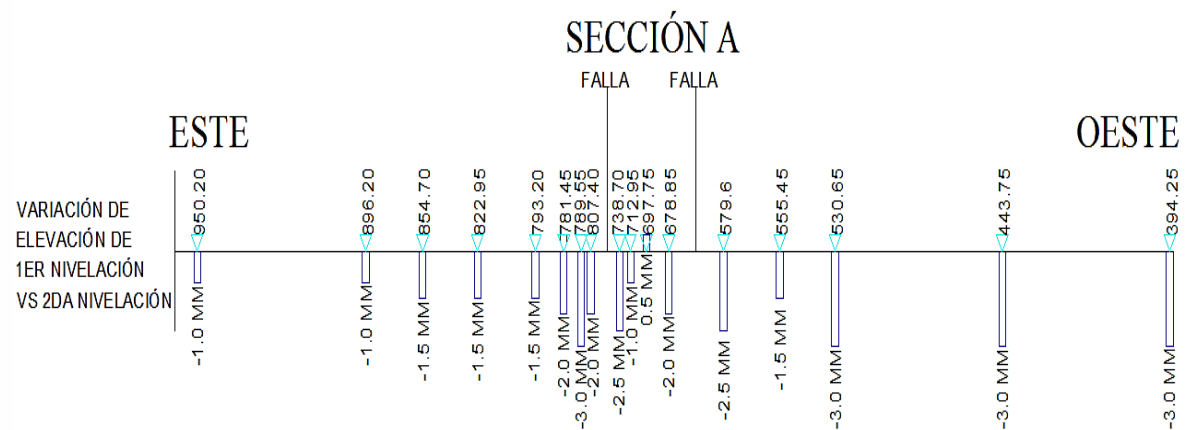


Figura 26.- Primer Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A

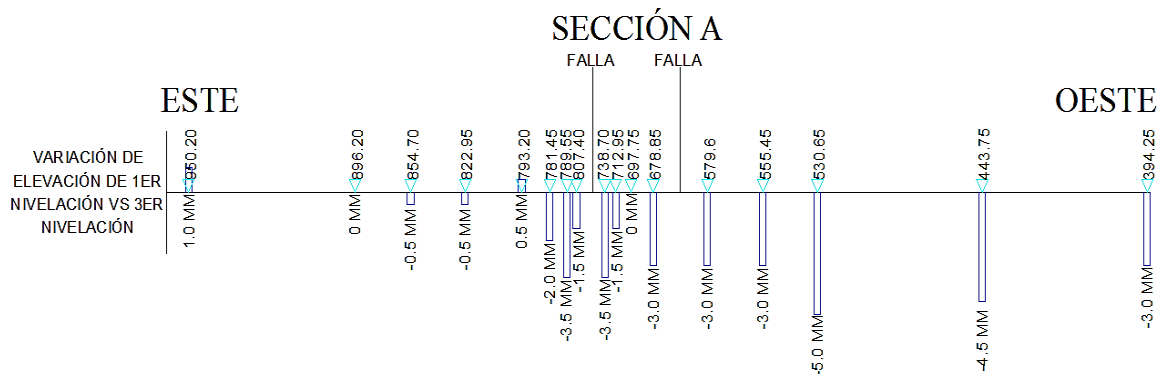


Figura 27.- Segunda Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A

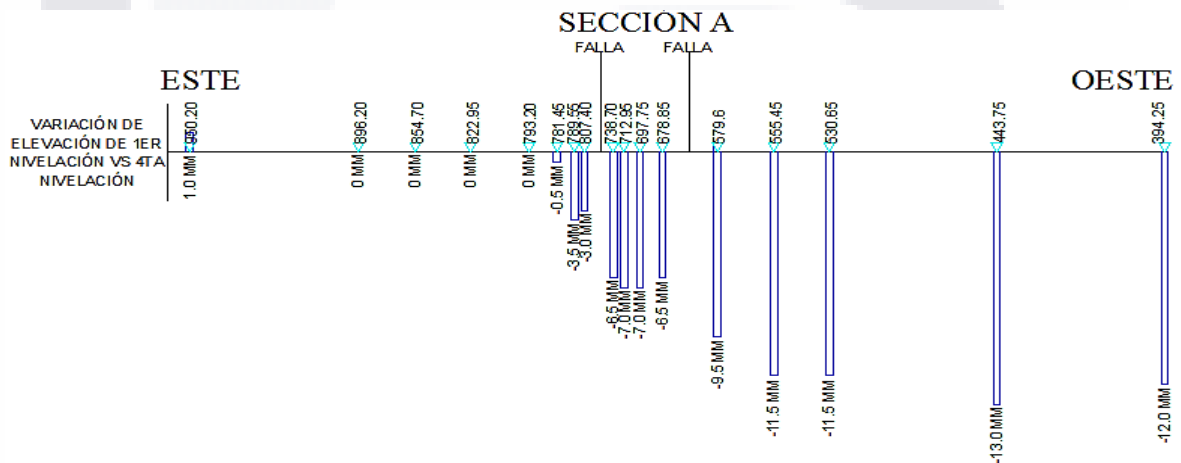


Figura 28.- Tercera Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A

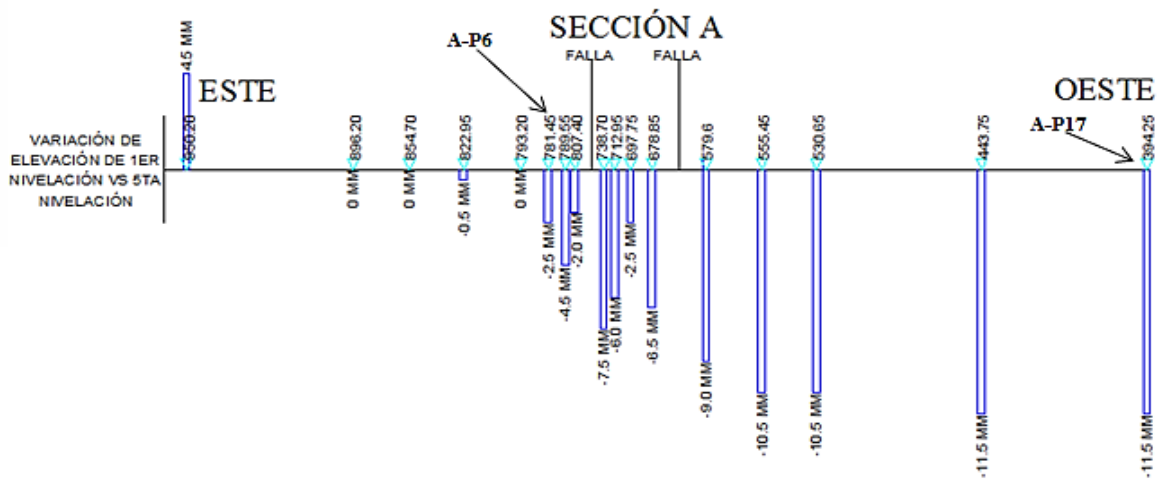


Figura 29.- Cuarta Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección A

Tomando como base lo que se observa en la Figura 29 se puede decir que el ancho donde una construcción puede ser afectada por los hundimientos diferenciales asociados a subsidencia por fracturamientos del terreno sería a partir del punto A-P6 y hasta el punto A-P17, abarcando una franja de afectación de 53.75 m para esa sección de monitoreo.

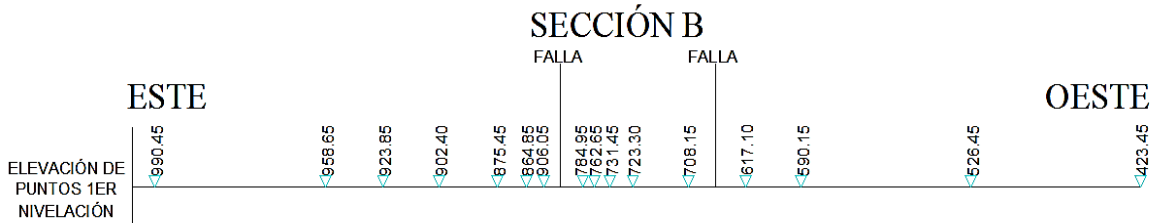


Figura 30.- Elevación de Puntos Monitoreados Sección A

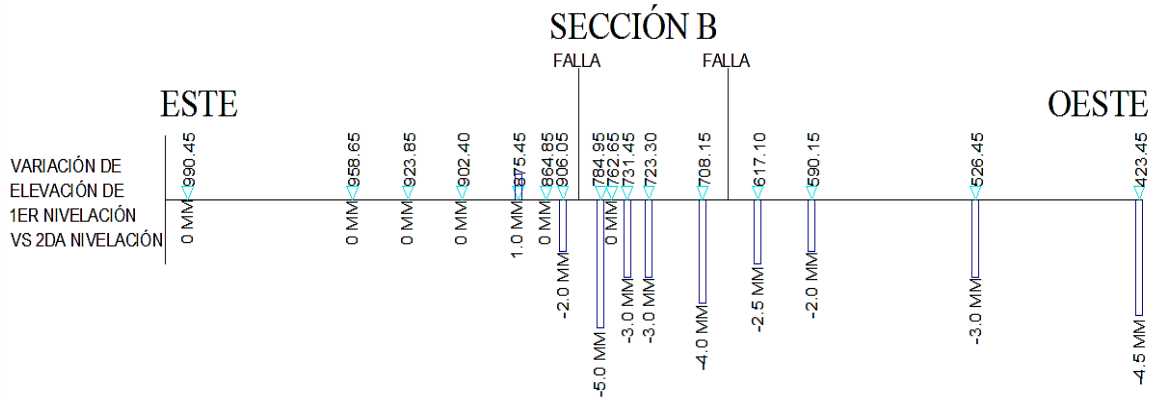


Figura 31.- Primer Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B

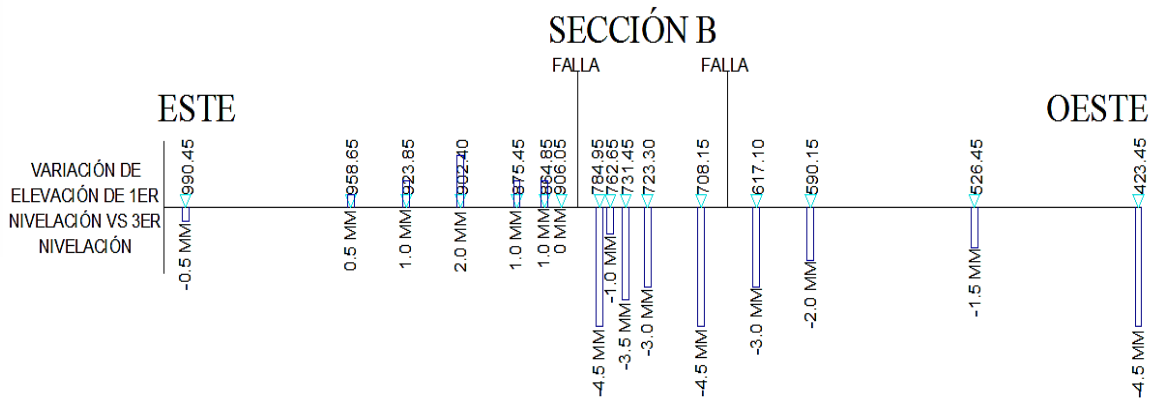


Figura 32.- Segunda Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B

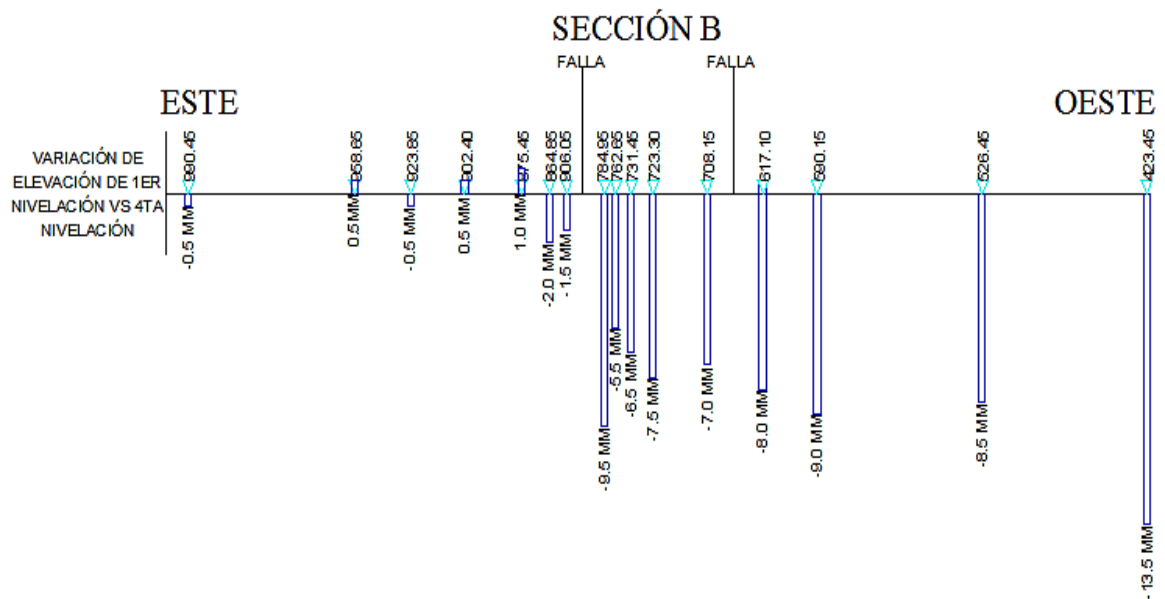


Figura 33.- Tercera Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B

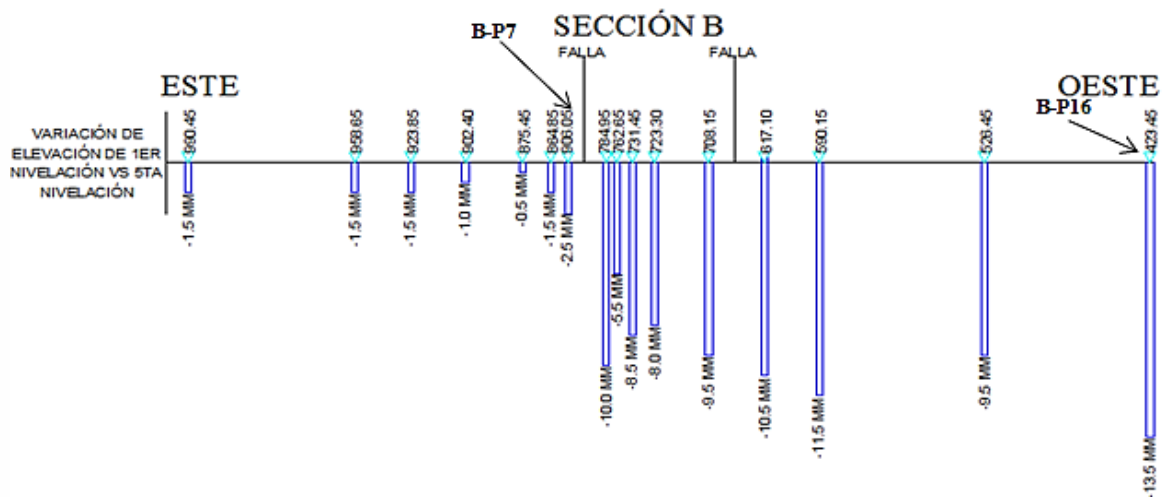


Figura 34.- Cuarta Comparativa de Variación de Elevaciones de Puntos Monitoreados Sección B

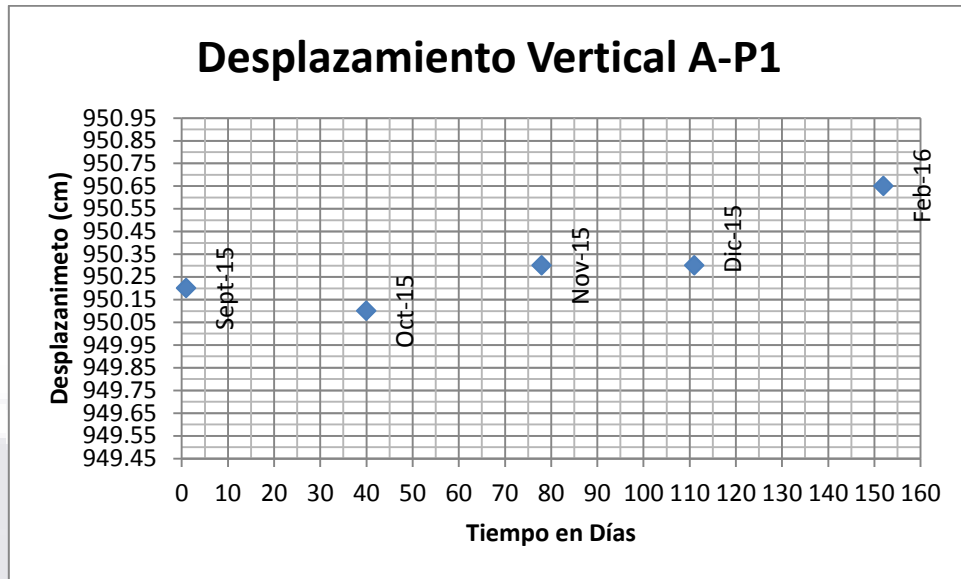
Tomando como base lo que se observa en la Figura 34 se puede decir que el ancho donde una construcción puede ser afectada por los hundimientos diferenciales asociados a subsidencia por fracturamientos del terreno sería a partir del punto B-P7 y hasta el punto B-P16, abarcando una franja de afectación de 51.07 m para esta sección de monitoreo.

De acuerdo a lo indicado en el Código Municipal de Aguascalientes que se encuentra en vigor y lo indicado en los artículos del 910 al 913 nos dice que el Valle de Aguascalientes se divide en tres zonas de riesgo correspondientes al riesgo sísmico y tectónico que presentan estas zonas. Clasificando estas zonas en alto, mediano y bajo riesgo tomando como referencia para definir las la franja ubicada a cada lado de las discontinuidades del terreno tales como fallas geológicas, grietas y fisuramientos, debido según el Código Municipal por la influencia de movimientos telúricos y asentamientos diferenciales del subsuelo asociado a dichas discontinuidades, las cuales causan un alto riesgo para el desarrollo urbano.

Se define de acuerdo al Código Municipal de Aguascalientes la *zona de alto riesgo* como una franja de cinco metros a ambos lados de la discontinuidad del terreno; la *zona de mediano riesgo* se ubica en una franja de doscientos metros a ambos lados de la fractura del terreno medida a partir de donde termina la *zona de alto riesgo* y las *zonas de bajo riesgo* comprenden el resto del territorio municipal. Tomando como base lo anterior se puede determinar que las secciones monitoreadas quedarían dentro de las *zonas de alto y mediano riesgo*, por lo que de acuerdo a lo indicado en el Código Municipal sería una franja de terreno que representaría un alto riesgo para construcciones que se ubicaran en esta zona.

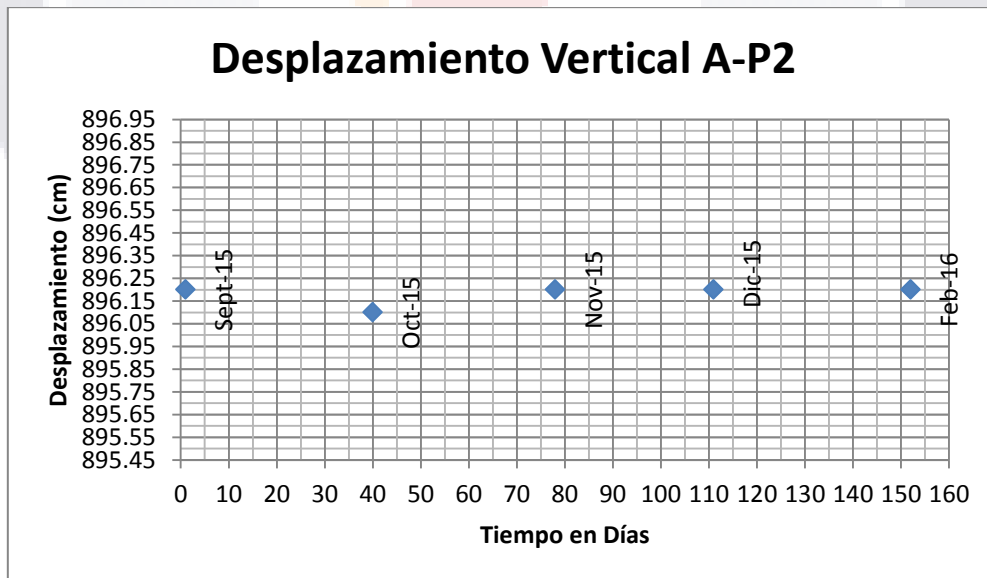
3.1.4 Resultados del Monitoreo de Cada Punto de las Secciones Estudiadas

En las gráficas siguientes se mostrará el comportamiento que tuvo cada uno de los puntos medidos durante los cinco meses, para esto se evaluó el tiempo contra el desplazamiento. A continuación se presentan los resultados obtenidos en las secciones monitoreadas:



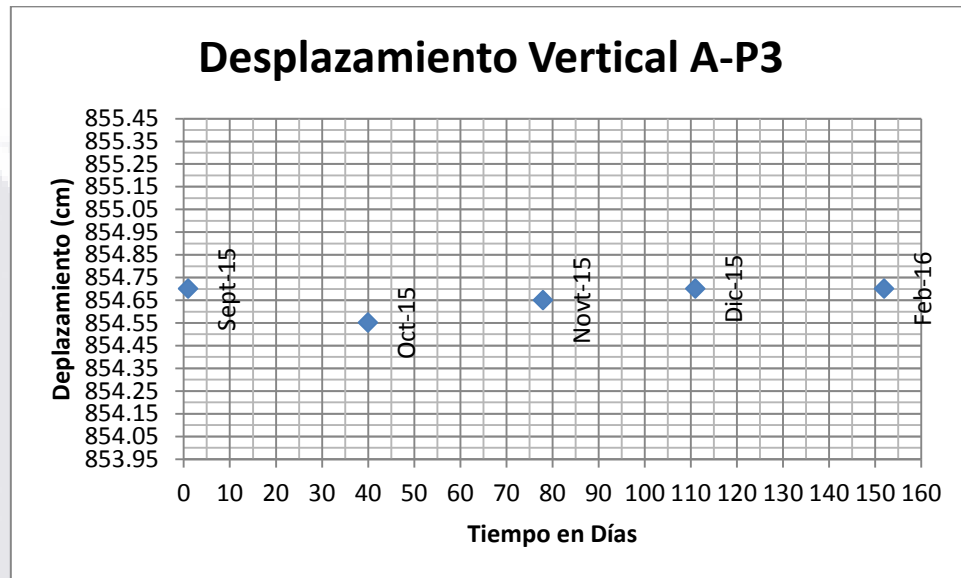
Gráfica 1.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P1

El punto A-P1 se encuentra colocado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 1 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, observándose que en los dos primeros meses de monitoreo se comportó sin una variación importante ya que se encontraba dentro del error estimado, sin embargo presento una elevación de 4.5 mm con respecto a la lectura inicial.



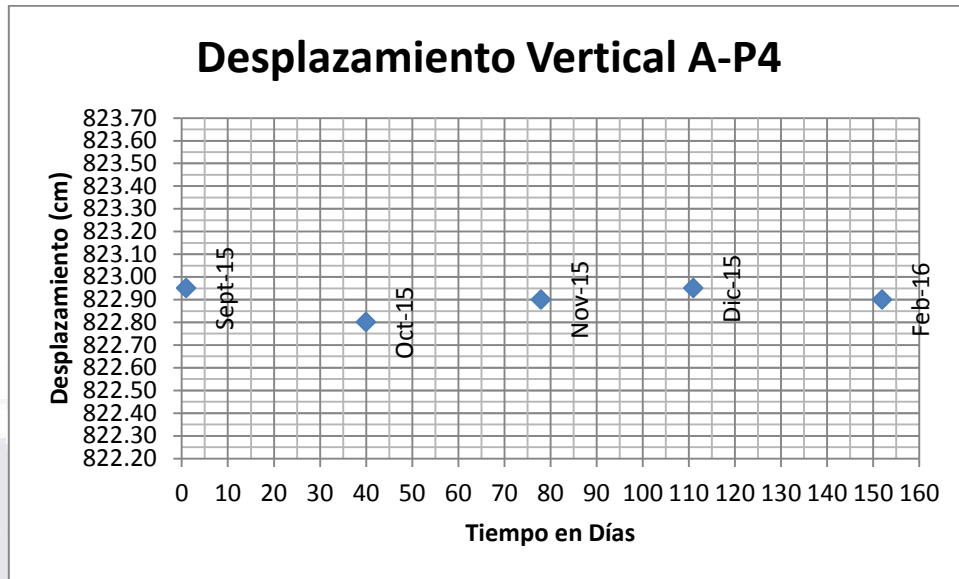
Gráfica 2.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P2

El punto A-P2 se encuentra colocado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 2 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, observándose que se comporta de manera lineal y sin cambios aparentes ya que las deformaciones registradas se encuentran dentro del rango de error establecido.



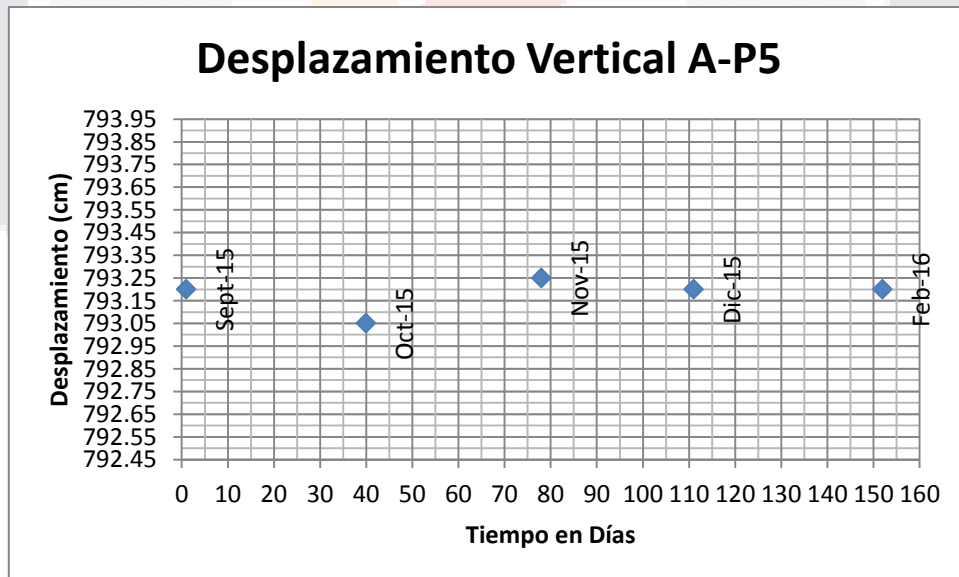
Gráfica 3.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P3

El punto A-P3 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 3 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, observándose que no hubo una variación importante de su elevación que superara de forma considerable el error establecido para cada medición, por lo que se considera que se mantuvo sin deformación.



Gráfica 4.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P4

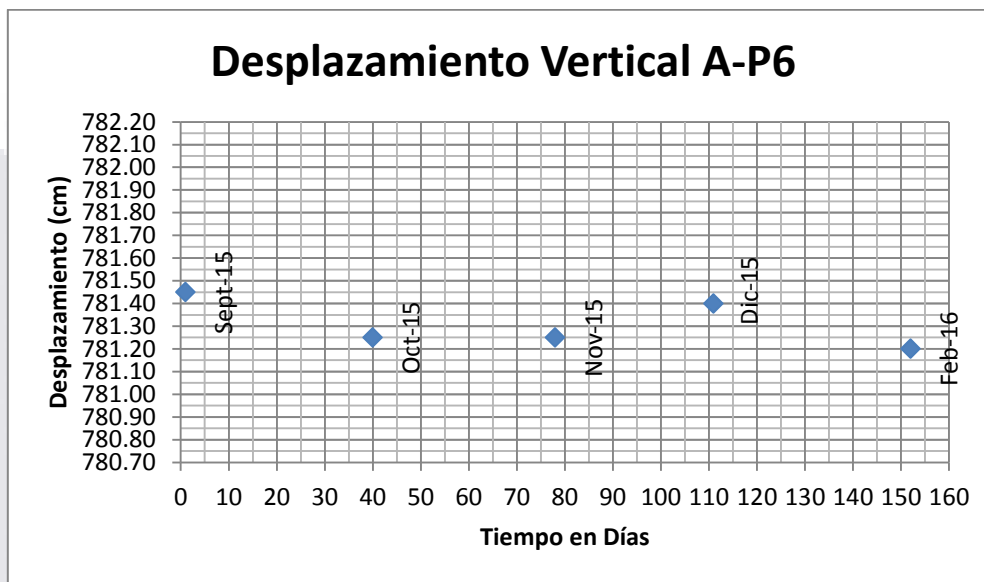
El punto A-P4 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 4 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, observándose que no hubo una variación importante en su posición vertical, por lo que se considera que se mantuvo sin deformación.



Gráfica 5.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P6

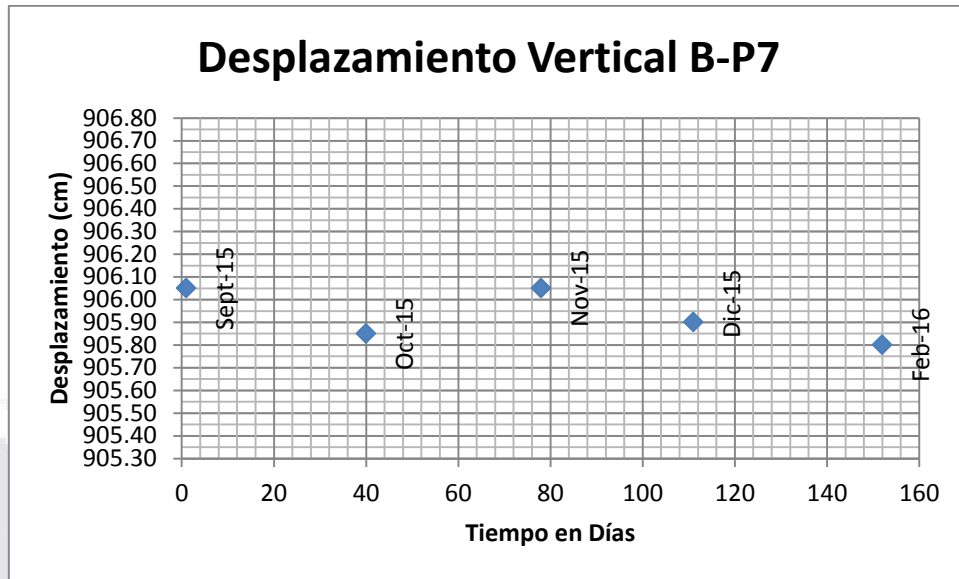
El punto A-P5 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 5 se puede observar su comportamiento durante el periodo de

monitoreo, se puede apreciar en esta grafica que la variación mas considerable que presento fue en el mes de octubre con 1.5 mm de deformación, sin embargo debido a que se tomó como referencia la lectura del mes de septiembre y observándose que solo supera el error de medición por 0.5 mm y que en la última lectura tuvo la misma elevación que en la primer, se puede decir que no presento deformaciones.



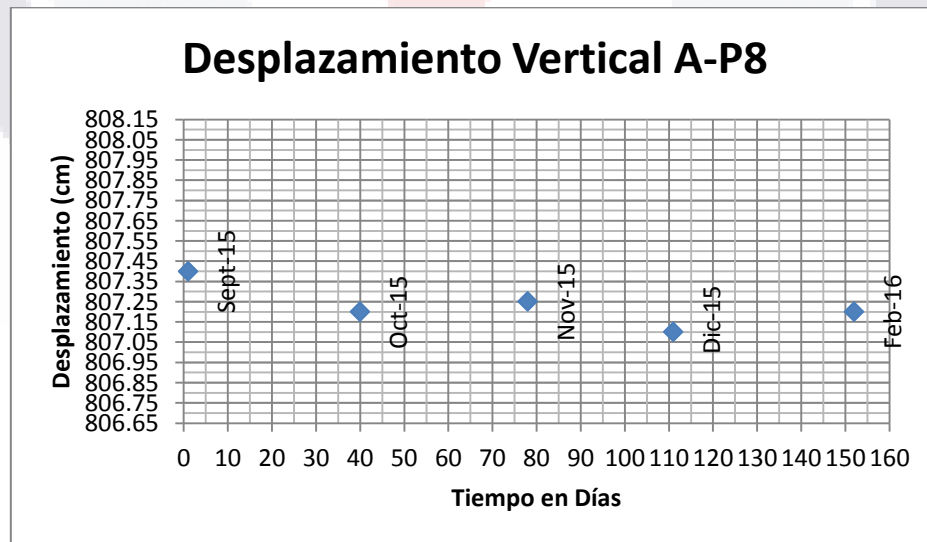
Gráfica 6.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P6

El punto A-P6 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 6 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, el comportamiento de este punto fue un tanto variable, ya que en un inicio tuvo un descenso de 2 mm el cual se mantuvo hasta el mes de noviembre, registrándose en diciembre un ascenso de 1.5 mm y finalmente en la última lectura registro un descenso de 2.5 mm con respecto a la lectura base.



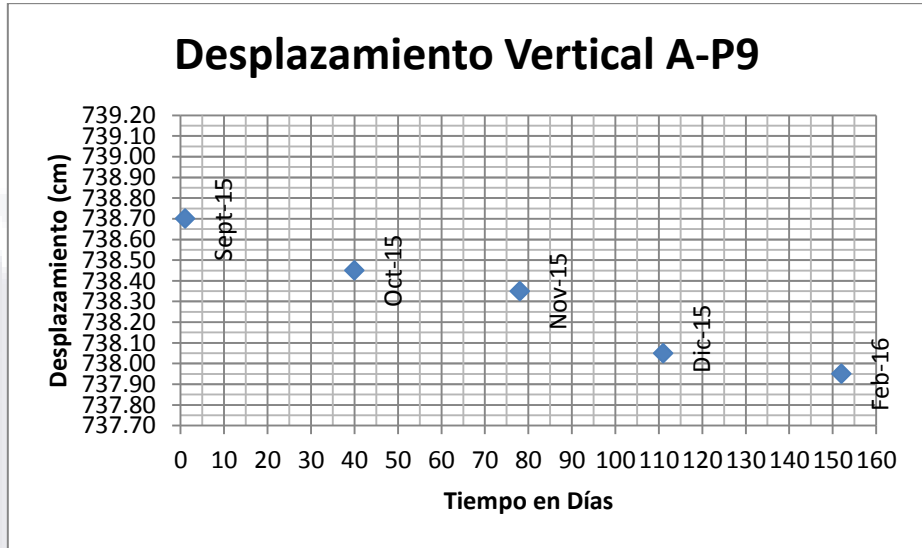
Gráfica 7.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P7

El punto A-P7 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 7 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, el comportamiento de este punto fue un tanto variable, ya que en un inicio tuvo un descenso de 2 mm el cual se mantuvo hasta el mes de noviembre, registrándose en diciembre un ascenso de 1.5 mm y finalmente en la última lectura registro un descenso de 2.5 mm con respecto a la lectura base.



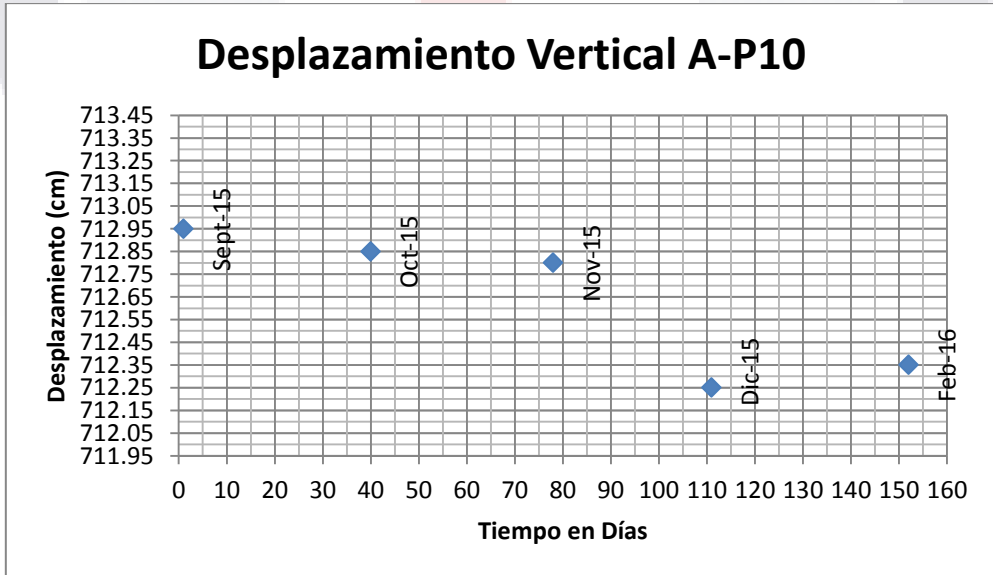
Gráfica 8.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P8

El punto A-P8 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Figura 40 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, este punto tubo un hundimiento de 2 mm.



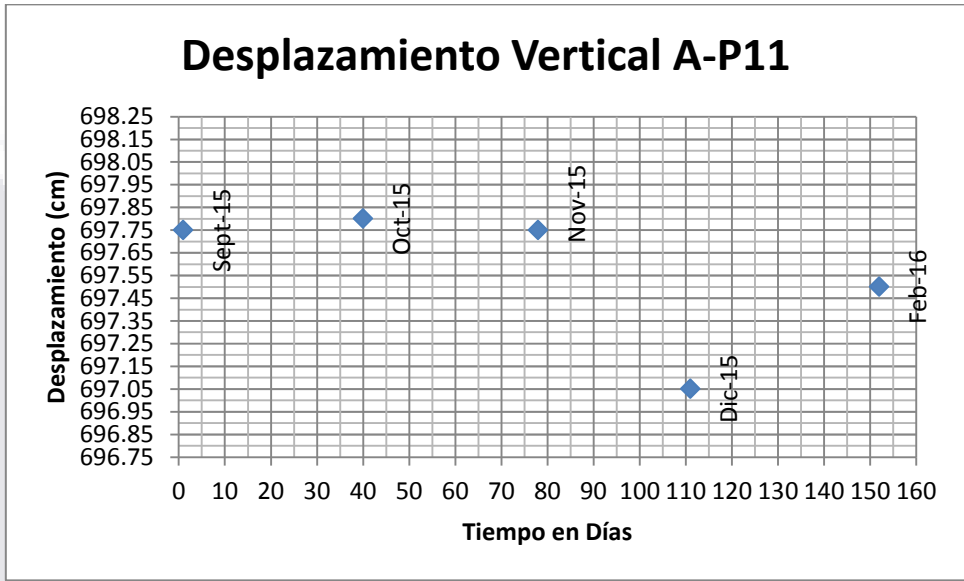
Gráfica 9.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P9

Este punto A-P9 se encuentra ubicado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, presenta una deformación constante la cual es de entre 2.5 mm y 1 mm por mes, con una deformación total de 7.5 mm con respecto a su elevación original.



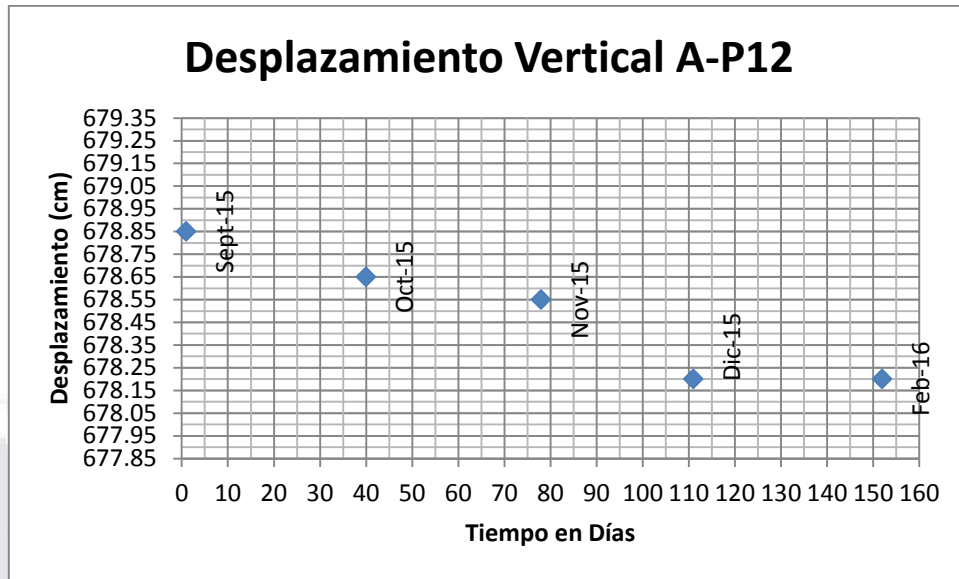
Gráfica 10.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P10

Este punto A-P10 se encuentra ubicado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos del terreno, durante los dos primeros meses de medición presento una deformación de 1.5 mm, después se presentó un hundimiento importante de 5.5 mm en un mes, teniendo un deformación vertical final de 6 mm con respecto a la primer lectura.



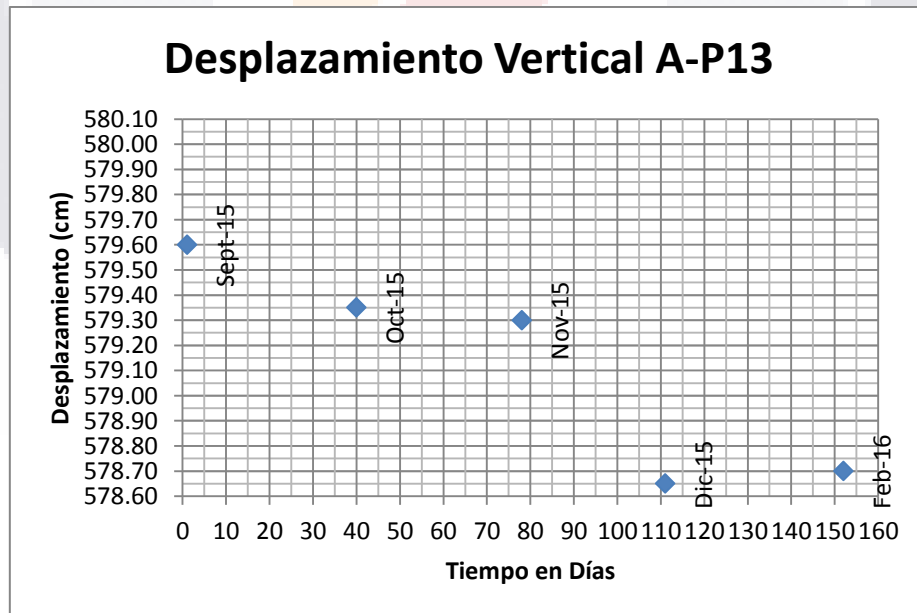
Gráfica 11.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P11

El punto A-P11 se encuentra posicionado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, durante los primeros dos meses de monitoreo no se percibe deformación en este punto, después hubo un brinco con una deformación de 7 mm en un mes y finalmente presento una elevación de 4.5 mm con respecto al mes de diciembre, teniendo un comportamiento de deformación irregular, finalizando con un hundimiento de 2.5 mm con respecto a su elevación original.



Gráfica 12.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P12

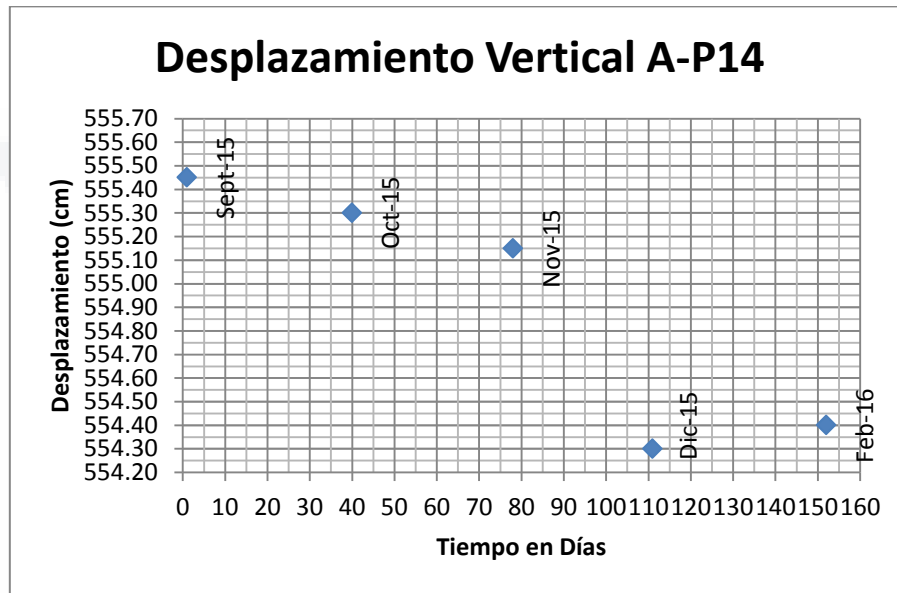
El punto de monitoreo A-P12 se encuentra posicionado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, se observa que presenta una tendencia de deformación constante mes con mes de entre 2 y 3 mm, finalizando con una deformación vertical acumulada de 6.5 mm.



Gráfica 13.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P13

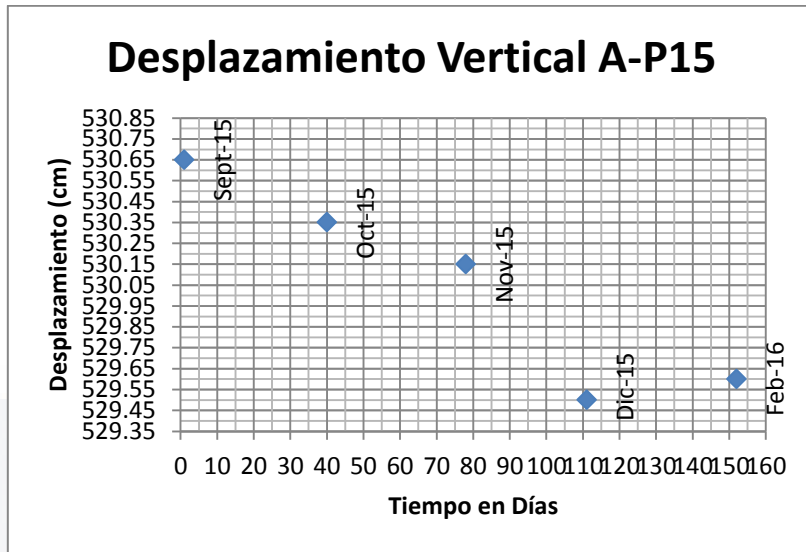
El punto A-P13 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 13 se puede observar su comportamiento durante el periodo

de monitoreo, este punto presento hundimientos importantes iniciando con uno de 2.5 mm, posteriormente se mantuvo sin deformación prácticamente durante los meses de octubre y noviembre, teniendo un hundimiento vertical de 6.5 mm en el mes de diciembre, finalizando con un hundimiento acumulado de 9 mm en el periodo de monitoreo.



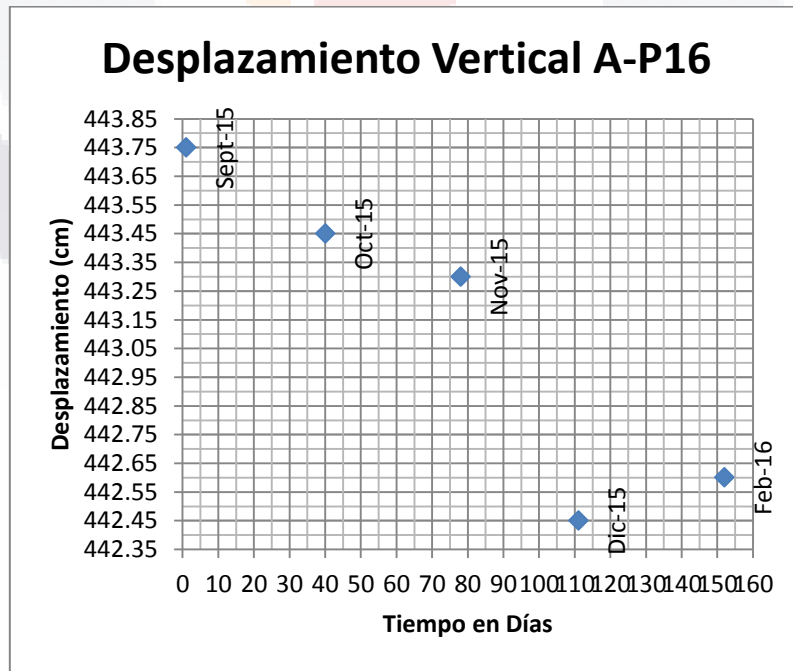
Gráfica 14.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P14

El punto A-P14 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 14 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, se observa un comportamiento constante de hundimiento de este punto, destacando el que se presentó entre los meses de noviembre y diciembre con un valor de 8.5 mm y teniendo un hundimiento acumulado de 10.5 mm.



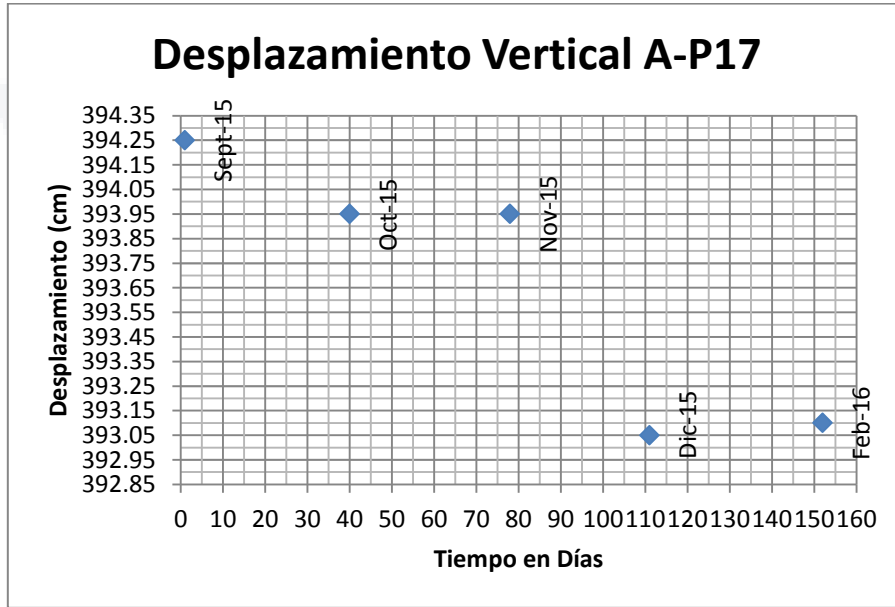
Gráfica 15.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P15

El punto A-P15 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 15 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, este punto tuvo un hundimiento de 3 y 2 mm respectivamente durante los dos primeros meses de monitoreo, en diciembre exhibió un descenso de 6.5 mm con respecto al mes anterior, finalizando con un hundimiento acumulado de 10.5 mm.



Gráfica 16.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P16

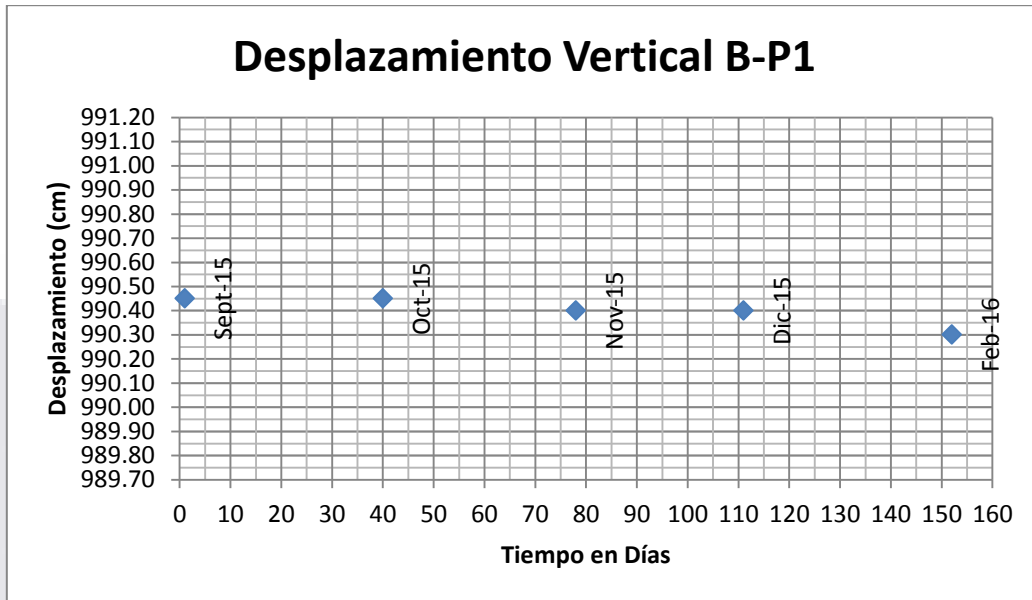
El punto A-P16 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 16 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, se observa una tendencia de hundimiento destacando la registrada en el mes de diciembre de 8.5 mm respecto al mes de noviembre, concluyendo con un hundimiento acumulado de 11.5 mm.



Gráfica 17.- Desplazamiento Vertical del Punto A-P17

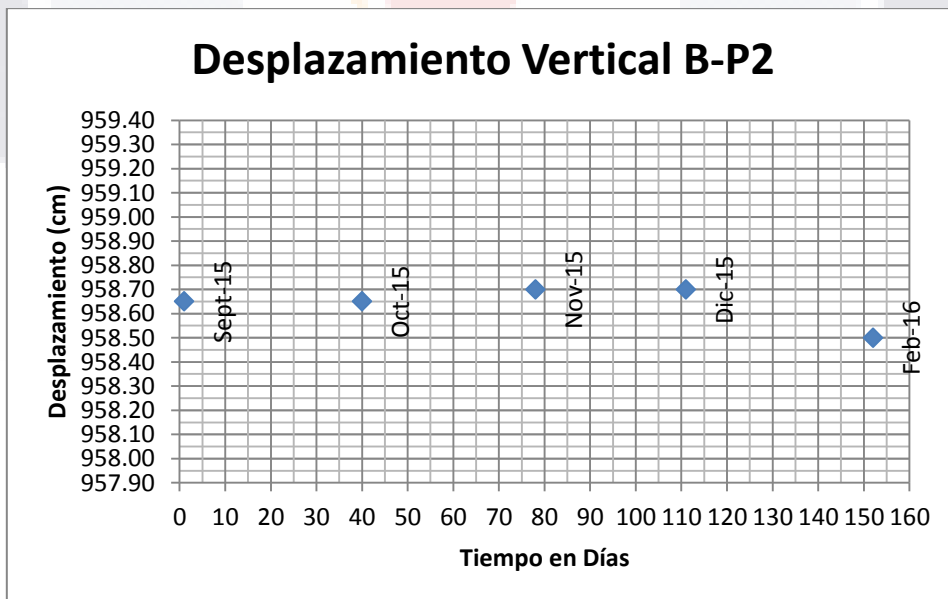
El punto A-P17 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, este constituye el último punto monitoreado, en la Gráfica 17 se puede observar su comportamiento, exhibió un hundimiento de 3 mm en el primer mes de monitoreo, apreciándose de gran manera el hundimiento registrado el mes de diciembre de 9 mm con respecto al registrado en noviembre, finalizando con un hundimiento acumulado de 11.5 mm.

A continuación se muestran los resultados obtenidos de cada punto monitoreado de la Sección B:



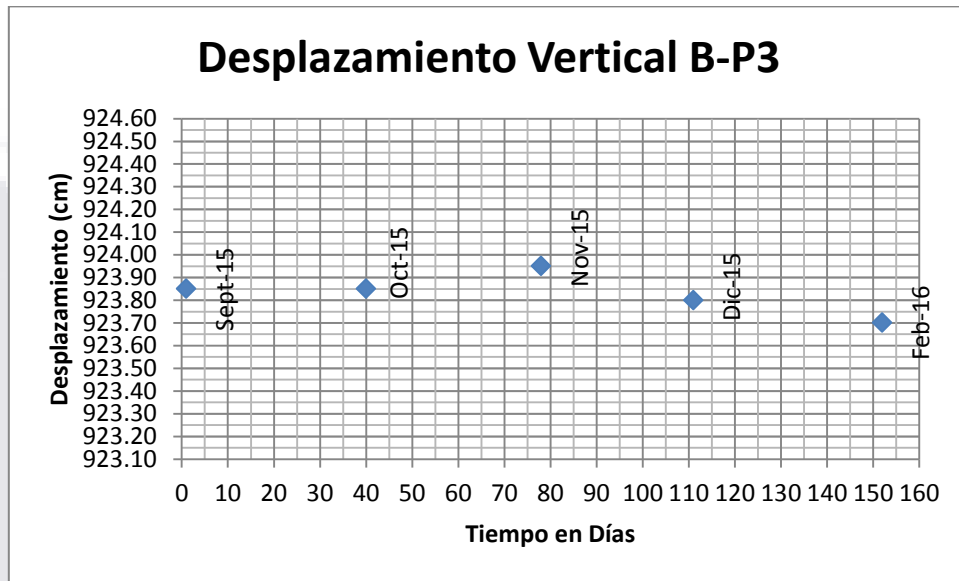
Gráfica 18.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P1

El punto B-P1 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 18 se puede observar su comportamiento, este mostro un hundimiento de 1.5 mm en su última medición.



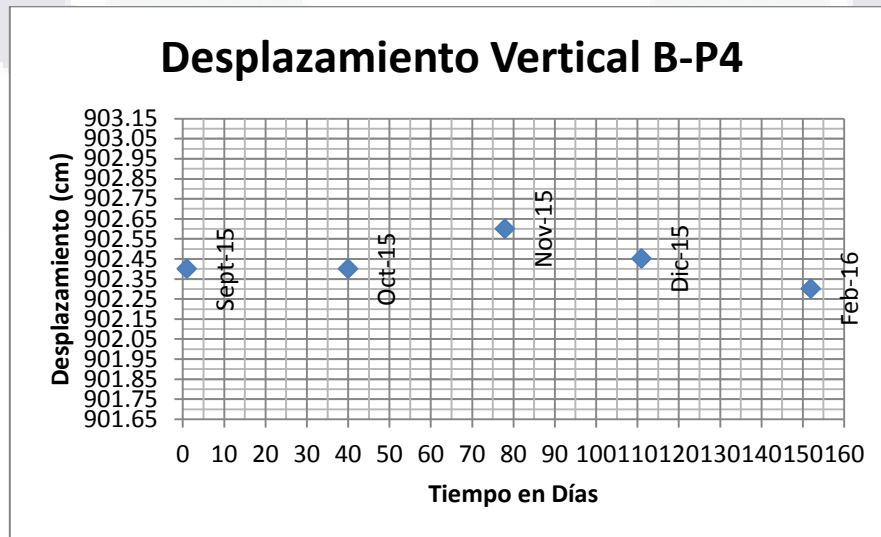
Gráfica 19.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P2

El punto B-P2 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 19 se puede observar su comportamiento, este mostro un hundimiento de 1.5 mm en su última medición, se comportó de manera similar al punto B-P1.



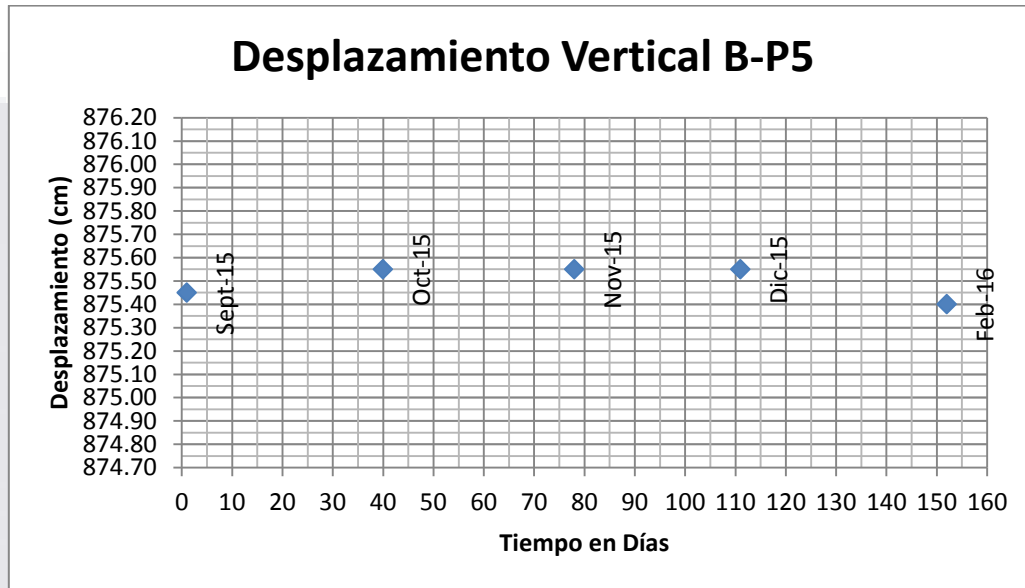
Gráfica 20.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P3

El punto B-P3 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 20 se puede observar su comportamiento, este mostro un hundimiento acumulado de 1.5 mm al igual que los dos puntos anteriores.



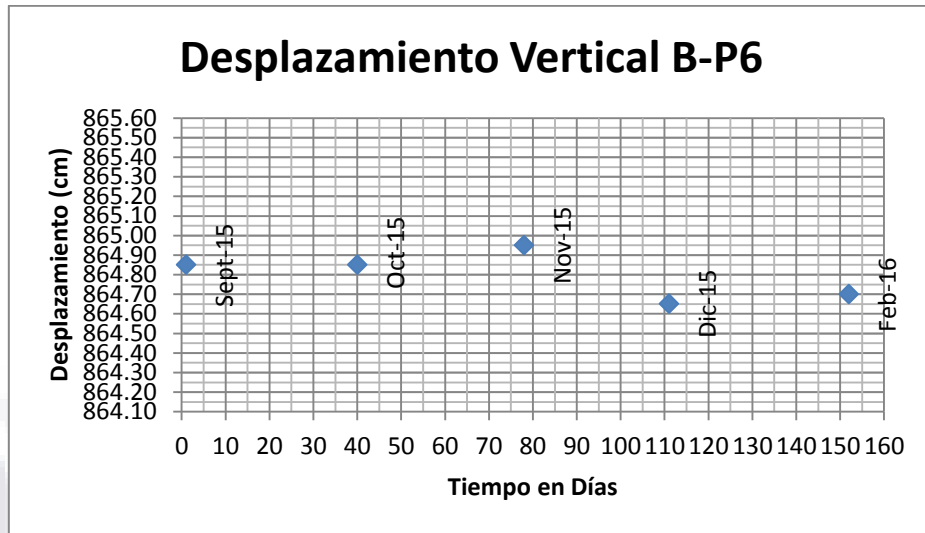
Gráfica 21.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P4

El punto B-P4 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 21 se puede observar su comportamiento, este punto se mantuvo dentro del error de medición, excepto en el mes de noviembre registrando un levantamiento de 2 mm y finalizando con una deformación acumulada de 1 mm que se encuentra dentro del error del aparato.



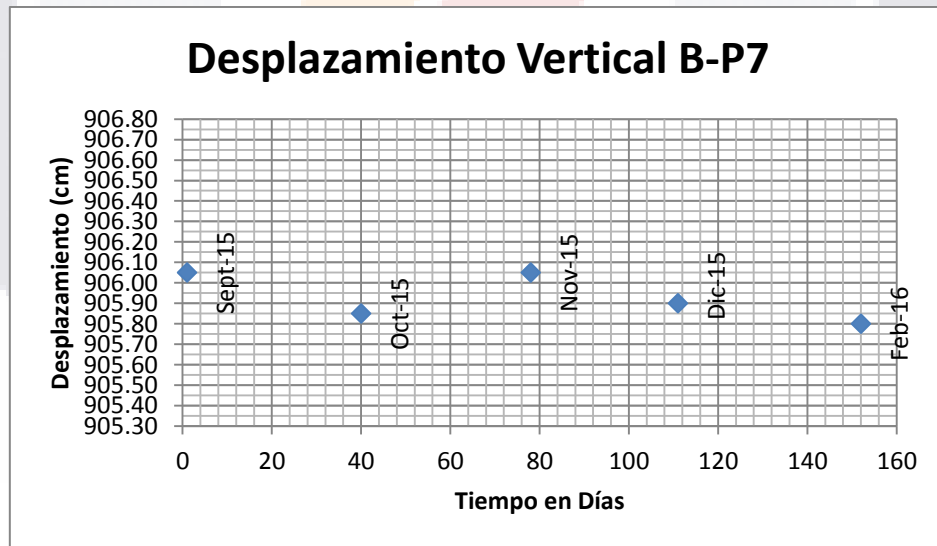
Gráfica 22.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P5

El punto B-P5 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 22 se puede observar su comportamiento, las deformaciones registradas se encuentran dentro del rango de error del aparato por lo que se puede decir que no presento movimiento alguno durante el periodo de monitoreo.



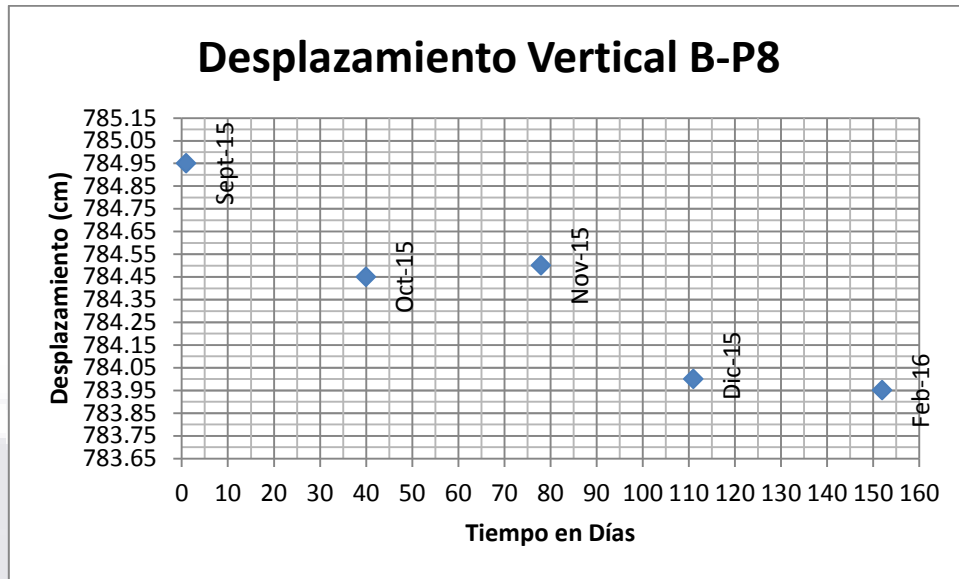
Gráfica 23.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P6

El punto B-P6 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 23 se puede ver su comportamiento, durante los dos primeros meses se mantuvo con deformaciones dentro del error estimado, registrándose en diciembre un hundimiento de 2 mm.



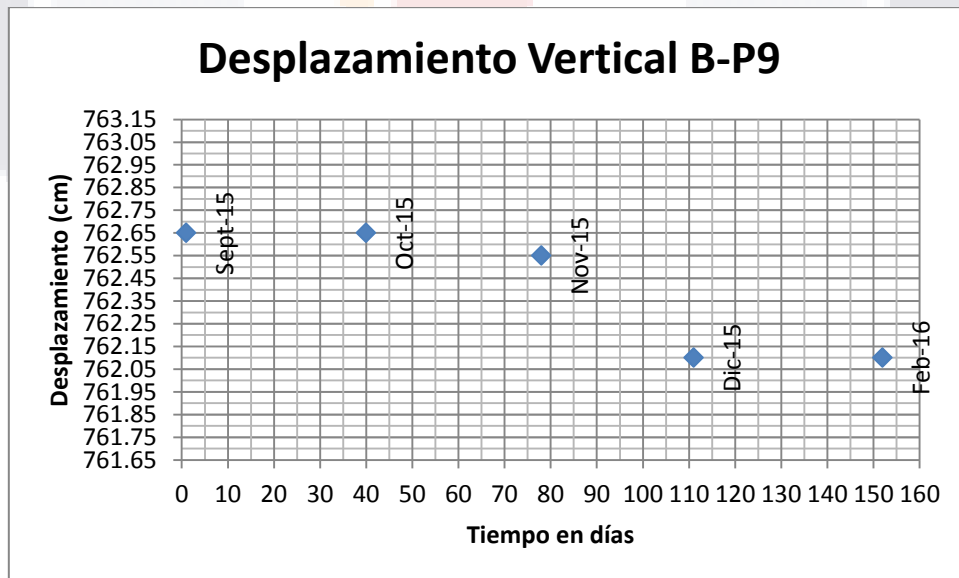
Gráfica 24.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P7

El punto B-P7 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de piso de la falla, en la Gráfica 24 se puede ver su comportamiento, se ve un comportamiento de hundimiento a partir del mes de noviembre.



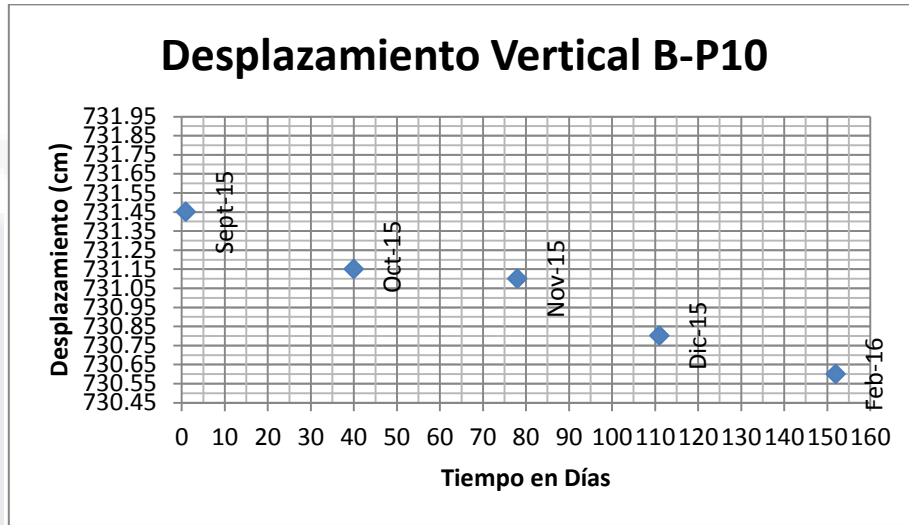
Gráfica 25.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P8

El punto de monitoreo B-P8 se encuentra ubicado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, en la Gráfica 25 se muestra su comportamiento, se puede ver que en la primer lectura presenta un hundimiento de 5 mm, manteniéndose sin deformación apreciable en la segunda lectura, hundiéndose nuevamente 5 mm en la tercer lectura y manteniéndose estable en la última medición, con un hundimiento acumulado de 10 mm.



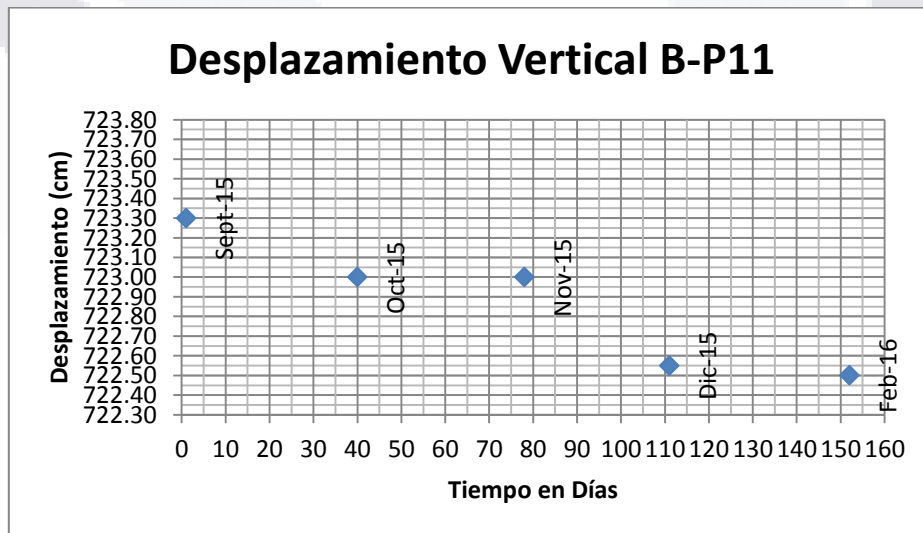
Gráfica 26.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P9

El punto de monitoreo B-P9 se encuentra ubicado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, en la Gráfica 26 se muestra su comportamiento, se mantuvo sin deformación apreciable hasta el mes de diciembre con un hundimiento de 5.5 mm respecto a la lectura base.



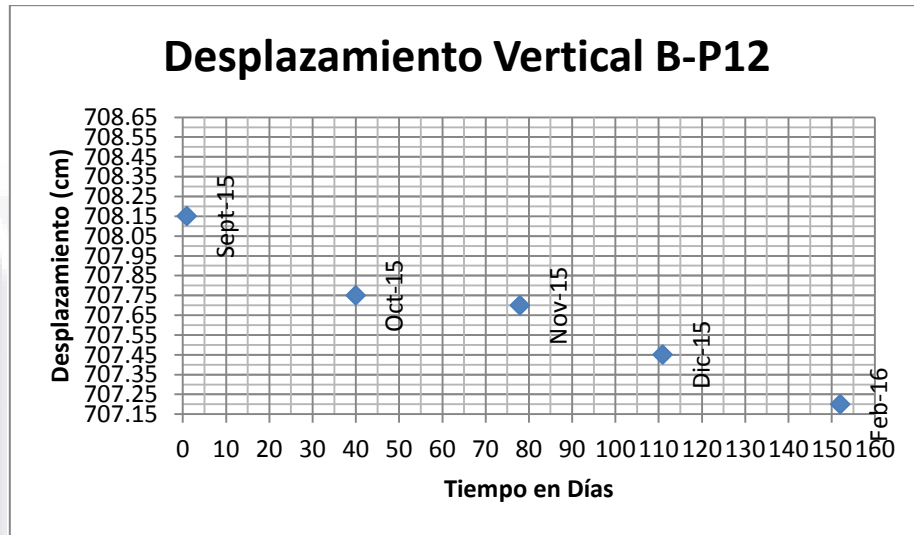
Gráfica 27.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P10

El punto de monitoreo B-P10 se encuentra ubicado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, en la Gráfica 27 se muestra su comportamiento, presentó deformaciones de entre 3 y 2 mm, observándose un hundimiento constante, teniendo un valor de hundimiento acumulado de 8.5 mm.



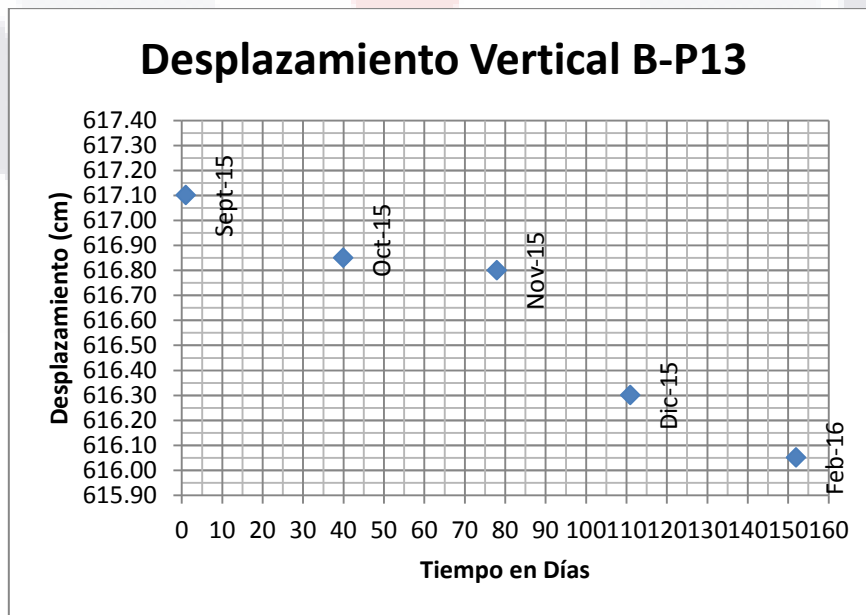
Gráfica 28.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P11

El punto de monitoreo B-P11 se encuentra posicionado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, en la Gráfica 28 se ve su comportamiento, se registraron hundimientos de 3 mm en el mes de octubre y 5.5 en diciembre, teniendo un hundimiento total de 8 mm.



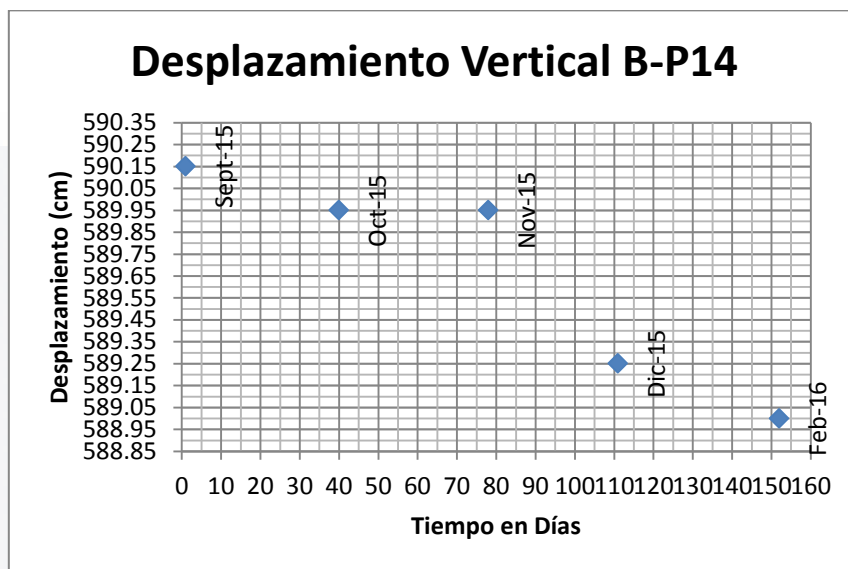
Gráfica 29.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P12

El punto de monitoreo B-P12 se encuentra posicionado sobre el terreno natural entre los dos agrietamientos, en la Gráfica 29 se ve su comportamiento, se registraron hundimientos de 3 mm en el mes de octubre y 5.5 en diciembre, teniendo un hundimiento total de 8 mm.



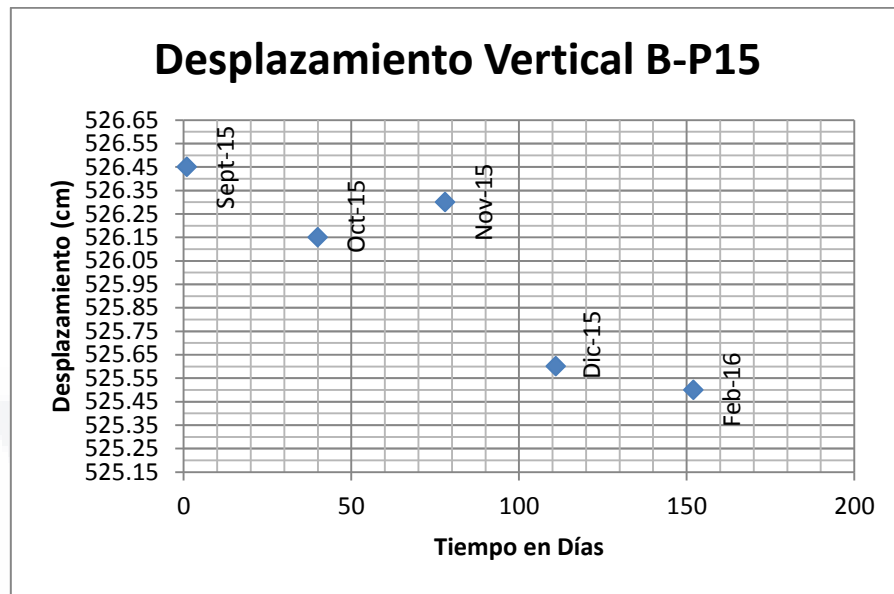
Gráfica 30.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P13

El punto B-P13 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 30 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, exhibió tres hundimientos importantes en los meses de octubre, diciembre y febrero de 2.5, 5 y 2.5 mm respectivamente, teniendo un hundimiento total de 10.5 mm.



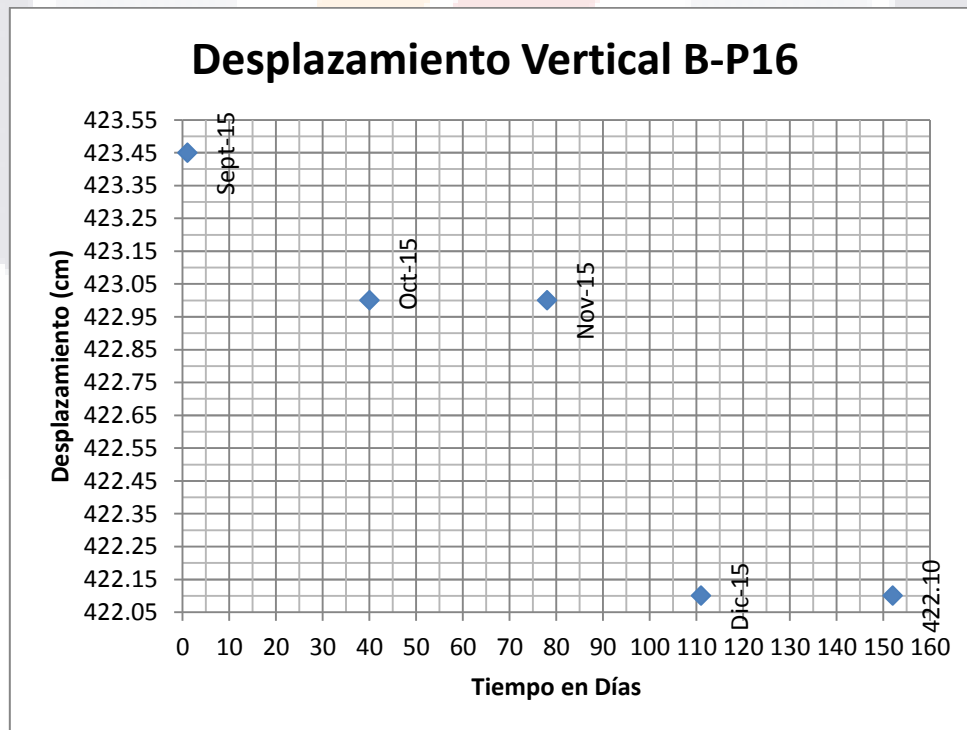
Gráfica 31.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P14

El punto B-P14 se encuentra posicionado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 31 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, presenta una tendencia de hundimiento que varió mes con mes siendo la más significativa la registrada el mes de diciembre con un valor de 7 mm y un hundimiento acumulado de 11.5 mm.



Gráfica 32.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P5

El punto B-P15 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla, en la Gráfica 32 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, este tuvo un hundimiento acumulado de 9.5 mm.



Gráfica 33.- Desplazamiento Vertical del Punto B-P16

El punto B-P16 se encuentra ubicado sobre el terreno natural en la parte del bloque de techo de la falla y representa el último punto monitoreado de esta sección, en la Gráfica 33 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, este tuvo dos grandes hundimientos en el mes de octubre y diciembre, registrándose hundimientos de 4.5mm y 9 mm, con un hundimiento acumulado de 13.5 mm.

Se observa un comportamiento similar de los puntos monitoreados de ambas secciones, viéndose la mayor actividad a partir del escarpe de la falla y en el bloque de techo, siendo notorio un hundimiento importante que se registró en el mes de diciembre en estos puntos del orden de entre 8 mm y 10 mm. También se ve un comportamiento de deformación escalonada en algunos puntos monitoreados. Mientras que en el bloque de piso las deformaciones no son de una magnitud significativa.

3.2 Resultados del Estudio del Edificio de Filosofía en el Seminario Diocesano

En este apartado se presentan los resultados de la inspección visual del edificio, los resultados del monitoreo de las fisuras en los muros del edificio mediante fisurómetros, así como lo que corresponde a el monitoreo de las deformaciones del terreno mediante nivelaciones diferenciales, los resultados obtenidos mediante la aplicación de geofísica y los resultados del análisis Pull-Down del edificio y sus curvas de fragilidad.

3.2.1 Inspección Visual del Edificio

De acuerdo al libro Bosquejo Histórico del Seminario Diocesano de Aguascalientes escrito por el Padre Juan Martínez Rodríguez se pudieron conocer algunos antecedentes del seminario, el cual fue construido en un terreno al Oriente de la ciudad el cual pertenecía a la ex-hacienda de Ojocaliente en las inmediaciones del “Cerrito de la Cruz” en el año de 1953, terminando la etapa fundamental de su construcción en el año de 1963. Lo documentado en este libro abarca hasta el año de 1996 por lo que no se encontró información del edificio en cuestión.

El edificio de filosofía de acuerdo a lo narrado por los sacerdotes de este lugar inicio su construcción en el año de 1997 en lo que antes era un jardín, teniendo un periodo de construcción de dos años aproximadamente, siendo terminado en Agosto de 1999 sin reportar algún problema durante su periodo de construcción.

De acuerdo con información proporcionada por los habitantes del inmueble este comenzó a presentar problemas en el año 2012, por lo que duro prácticamente 13 años funcionando de manera normal. Los primeros daños observados fue el levantamiento de las piezas de piso en los cuartos ubicados cerca del acceso al edificio y en el pasillo de este. Posteriormente se comenzaron a presentar problemas para abrir y cerrar las puertas lo que ya indicaba una deformación en los marcos de estas y finalmente la aparición de grietas diagonales en los muros del edificio las cuales fueron creciendo conforme pasaba el tiempo.

El inmueble en estudio se encuentra dentro del Seminario Diocesano de Aguascalientes, ubicado en la calle Olivos No. 202 del Fracc. Jardines de la Cruz en el Municipio de Aguascalientes. El edificio cuenta con una superficie construida de 681.02 m² , constructivamente cuenta con tres niveles, elaborados a base de muros de tabique rojo recocido con dimensiones 7x14x28 cm, de 14 cm de espesor junteados con mortero cemento-cal-arena, confinados por castillos 15x15 cm y cadenas de desplante y cerramiento de 15x20 cm de concreto reforzado, contando con losas de entrepiso y azotea tipo bóveda escarzana elaborada a base de vigueta de alma abierta, formada por dos ángulos metálicos de lados iguales acuatados de 1 ½ x 1 ½ x 1/8 pulgadas, tabique rojo recocido de 4x14x28 cm (cuña) y una capa de compresión de 7 cm de espesor de concreto reforzado. En las Figuras 35, 36 y 37 se ven las plantas arquitectónicas del edificio.

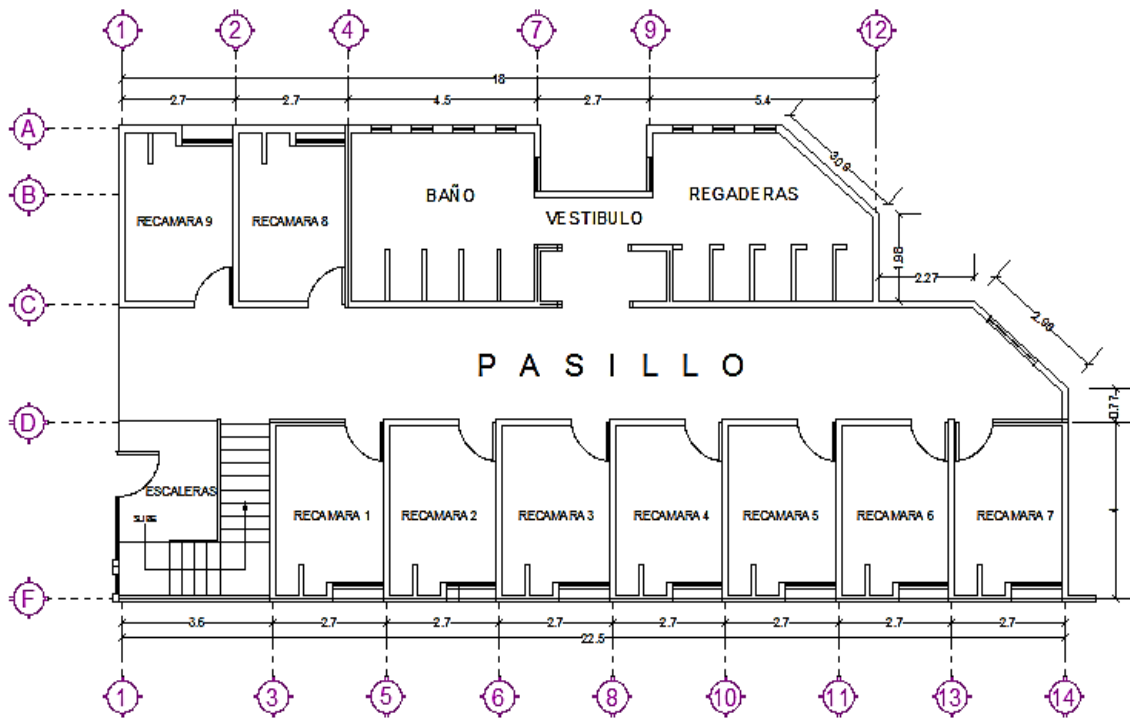


Figura 35.- Planta Baja

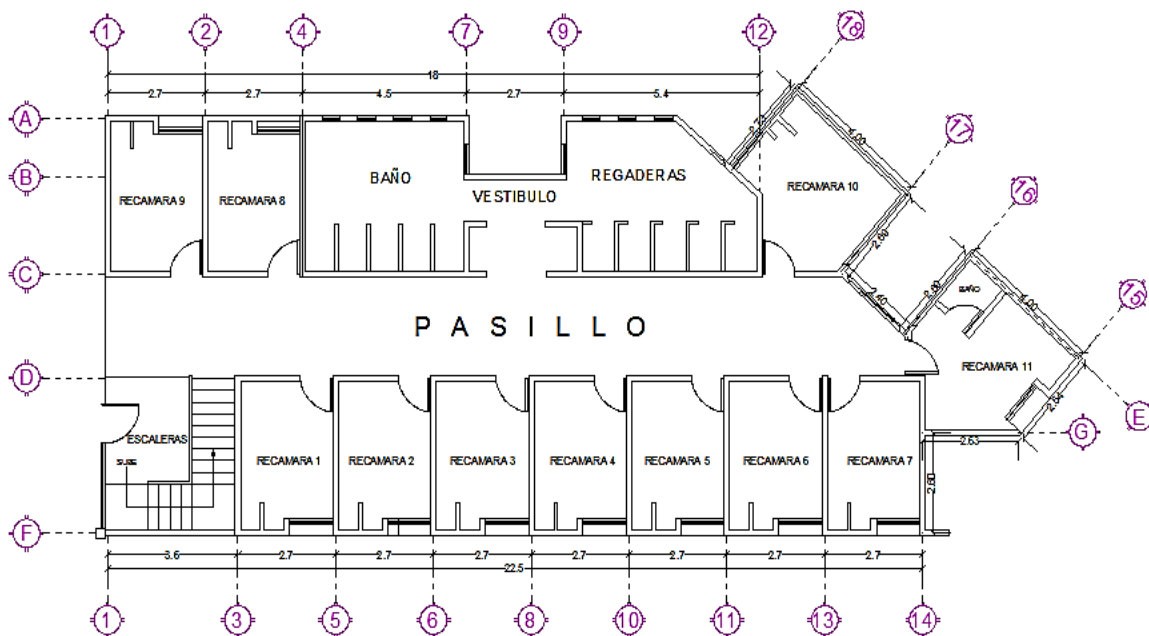


Figura 36.- Primer Nivel

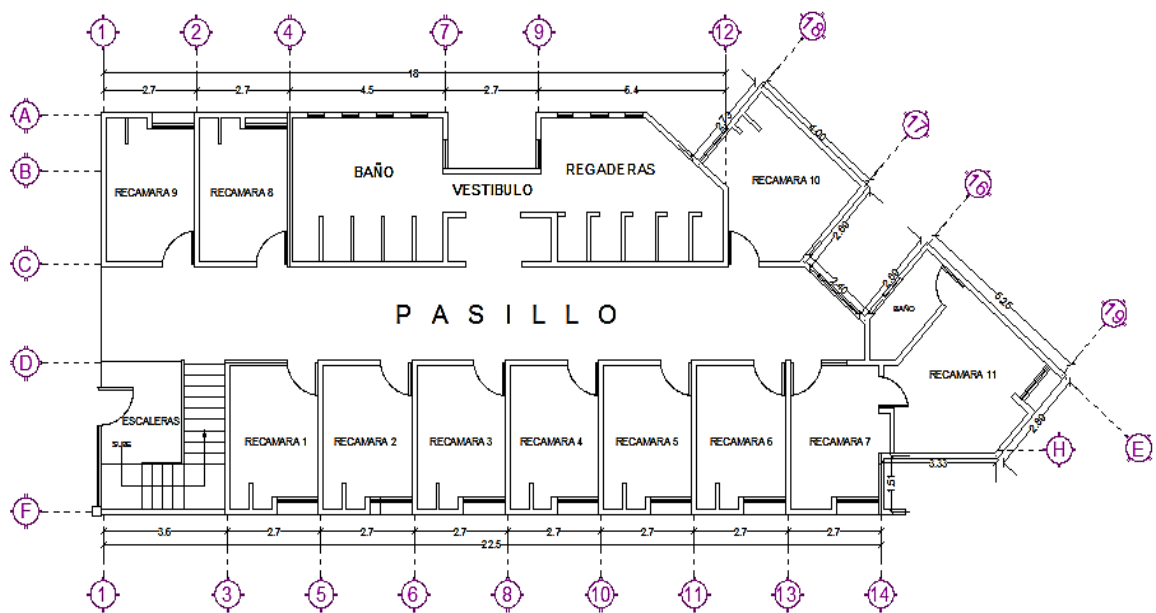


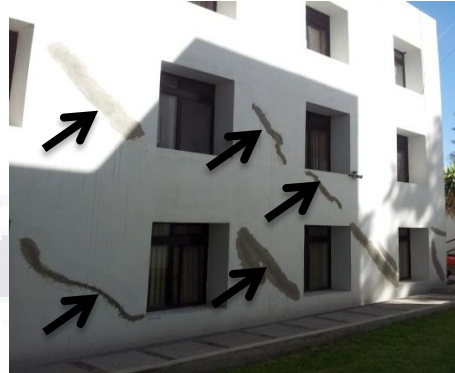
Figura 37.- Segundo Nivel



A continuación se presenta los resultados obtenidos de la inspección visual de que se realizó en el edificio, donde se recopiló un álbum fotográfico para identificar las zonas más dañadas y definir los patrones de agrietamiento.



Muro planta baja eje C entre ejes 12 y 14



Muro eje F entre ejes 6 y 14



Muro planta baja eje D entre ejes 13 y 14



Muro planta baja F entre ejes 13 y 14



Muro planta baja eje D entre ejes 11 y 13



Muro planta baja eje 14 entre ejes C y D

Figura 38.- Daños en Edificio por Hundimientos Diferenciales



Muros 1^{er} y 2^{do} nivel eje 18



Muro 1^{er} nivel eje 17



Muro 1^{er} nivel eje C entre ejes 9 y 12



Muro 2^{do} nivel eje A entre ejes 1 y 2

Figura 39.- Daños en Edificio por Hundimientos Diferenciales

Los elementos más dañados son los muros de tabique rojo recocido que trabajan como muros de carga, los cuales presentan agrietamientos y fisuras con una inclinación diagonal evidenciando un problema de asentamientos diferenciales, lo que causa tensiones en la mampostería la cual no está diseñada para soportar este tipo de esfuerzos.

La planta baja del edificio es la más afectada, presentando agrietamientos y fisuras en los muros de las recamaras de la tres a la siete y en el área de regaderas y baños, correspondiendo los daños observados en las plantas superiores, así como en las recamara diez y en el tercer nivel en la recamara nueve.

3.2.2 Datos Obtenidos del Monitoreo de las Deformaciones del Edificio de Filosofía

A continuación se presentan las lecturas registradas en los fisurómetros colocados a lo largo del edificio durante el monitoreo de las deformaciones en los muros agrietados. En las Figuras 40 y 41 se muestra la localización de cada uno de estos fisurómetros y los resultados se exhiben en las Tablas 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7.

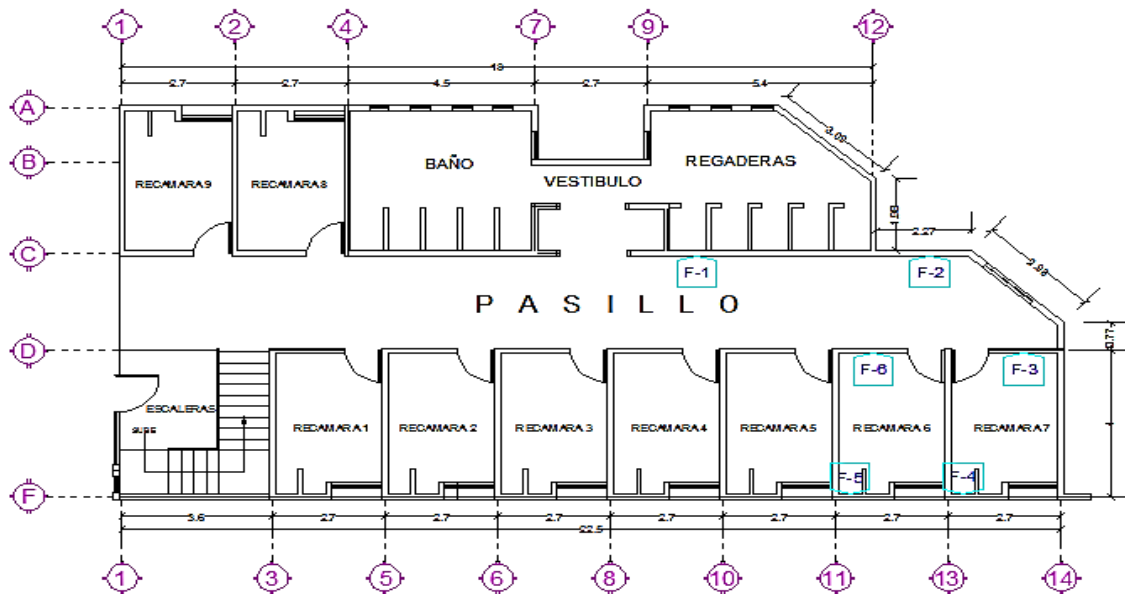


Figura 40.- Localización de los Fisurómetros en la Planta Baja

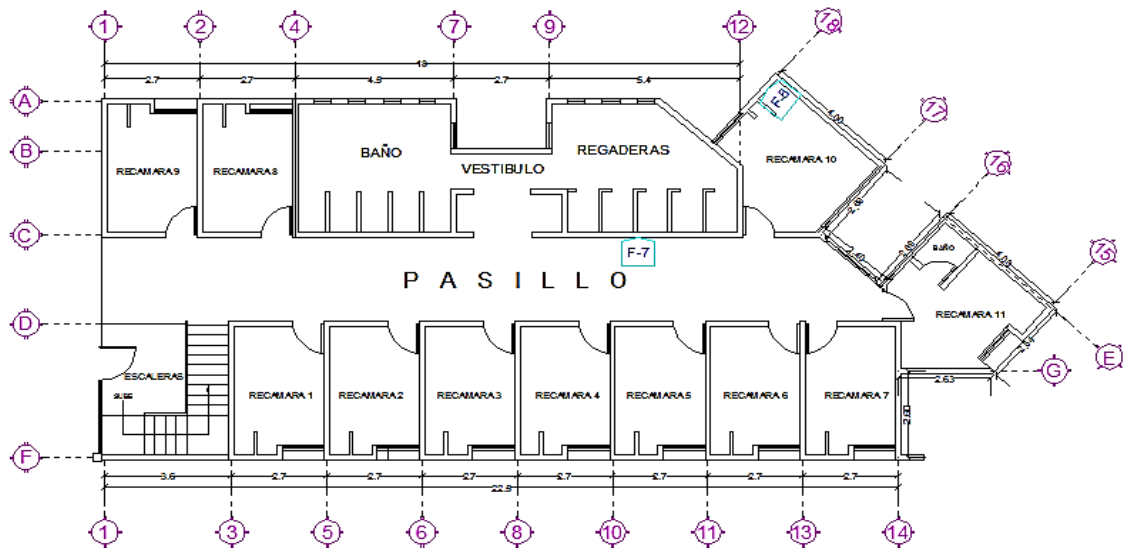


Figura 41.- Localización de los Fisurómetros Primer Nivel

Tabla 3.5.- Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros

Fecha	Días	Desplazamiento en X F-1 cm	Desplazamiento en Y F-1 cm	Desplazamiento en X F-2 cm	Desplazamiento en Y F-2 cm
17-ene-15	1	0	0	0	0
07-febreo-15	21	0	0	0	0
07-mar-15	49	0	0	0	0
27-abr-15	100	0	0	0	0
29-may-15	132	0	0	0	0
29-jul-15	193	0	0	0	0
29-ago-15	224	0	0	0	0
29-sep-15	255	0	0	0	0
29-oct-15	285	0	0	0	0
01-dic-15	317	0	0	0	0
08-ene-16	355	0	0	0	0
03-feb-16	381	0	0	0	0

Tabla 3.6.- Continuación Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros

Fecha	Días	Desplazamiento en X F-3 cm	Desplazamiento en Y F-3 cm	Desplazamiento en X F-4 cm	Desplazamiento en Y F-4 cm
17-ene-15	1	-0.1	0.1	0.1	0
07-febreo-15	21	-0.1	0.1	0.1	0
07-mar-15	49	-0.1	0.1	0.1	0
27-abr-15	100	-0.1	0.1	0.1	0
29-may-15	132	-0.1	0.1	0.1	0
29-jul-15	193	-0.08	0.12	0.1	-0.02
29-ago-15	224	-0.05	0.13	0.1	-0.02
29-sep-15	255	-0.04	0.14	0.1	-0.02
29-oct-15	285	-0.04	0.14	0.1	-0.02
01-dic-15	317	-0.04	0.14	0.1	-0.02
08-ene-16	355	-0.04	0.14	0.1	-0.02
03-feb-16	381	-0.04	0.14	0.1	-0.02

Tabla 3.7.- Continuación Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros

Fecha	Días	Desplazamiento en X F-5 cm	Desplazamiento en Y F-5 cm	Desplazamiento en X F-6 cm	Desplazamiento en Y F-6 cm
17-ene-15	1	0	0	0.2	0.1
07-febreo-15	21	0	0	0.2	0.1
07-mar-15	49	0	0	0.2	0.1
27-abr-15	100	0	0	0.22	0.12
29-may-15	132	0	0	0.22	0.12
29-jul-15	193	0.02	-0.02	0.24	0.14
29-ago-15	224	0.04	-0.04	0.24	0.14
29-sep-15	255	0.04	-0.04	0.24	0.14
29-oct-15	285	0.04	-0.04	0.24	0.14
01-dic-15	317	0.04	-0.04	0.24	0.14
08-ene-16	355	0.04	-0.04	0.24	0.14
03-feb-16	381	0.04	-0.04	0.24	0.14

Tabla 3.8.- Continuación Lecturas del Monitoreo en los Fisurómetros

Fecha	Días	Desplazamiento en X F-7 cm	Desplazamiento en Y F-7 cm	Desplazamiento en X F-8 cm	Desplazamiento en Y F-8 cm
17-ene-15	1	0.1	0.3	0.2	-0.2
07-febreo-15	21	0.1	0.3	0.2	-0.2
07-mar-15	49	0.1	0.3	0.2	-0.2
27-abr-15	100	0.09	0.3	0.2	-0.2
29-may-15	132	0.09	0.3	0.2	-0.2
29-jul-15	193	0.09	0.3	0.24	-0.18
29-ago-15	224	0.09	0.3	0.26	-0.16
29-sep-15	255	0.09	0.3	0.26	-0.16
29-oct-15	285	0.09	0.3	0.26	-0.16
01-dic-15	317	0.09	0.3	0.26	-0.16
08-ene-16	355	0.09	0.3	0.26	-0.16
03-feb-16	381	0.09	0.3	0.26	-0.16

3.2.3 Resultados de las Deformaciones del Edificio

Se presentan los resultados de las deformaciones en los muros agrietados mediante graficas tiempo contra desplazamiento en la dirección X e Y. El inicio de las lecturas fue el 17 de enero de 2015 finalizando con las mediciones el 03 de febrero de 2016.

Fisurómetro 1 (F-1): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor sin aplanado en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro no presento movimientos en ninguna dirección.

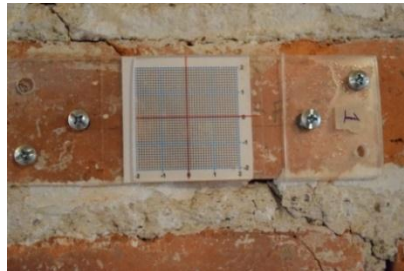
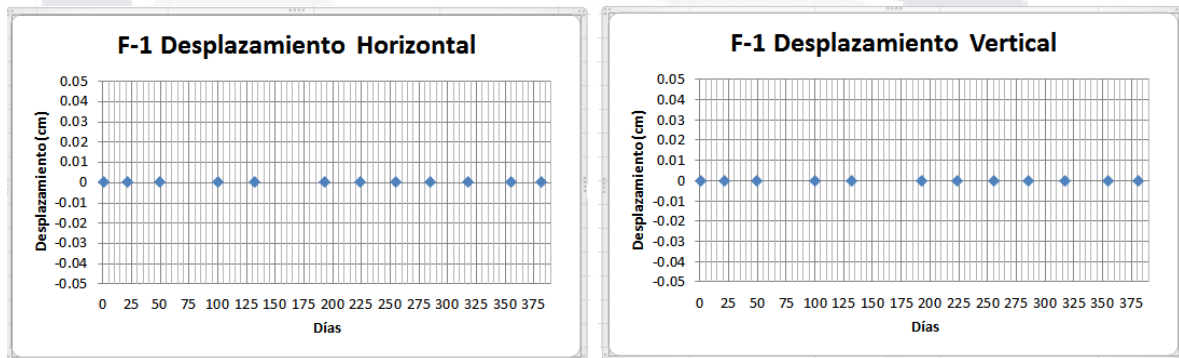


Figura 42.- Fisurómetro F-1



Gráfica 34 .- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-1

Fisurómetro 2 (F-2): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor sin aplanado en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro no presento movimientos en ninguna dirección.

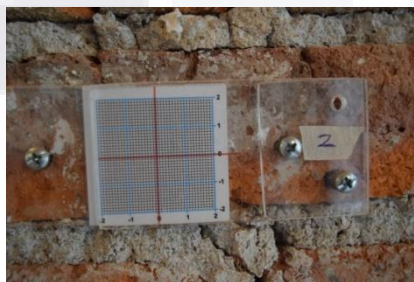
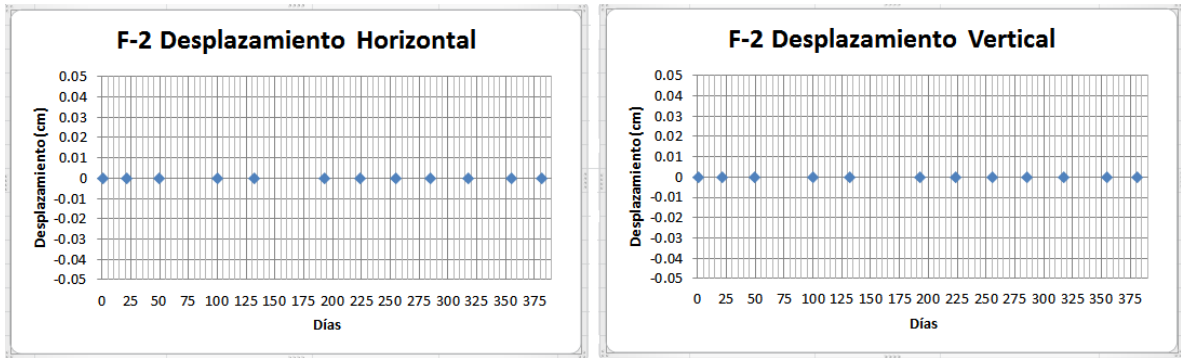


Figura 43.- Fisurómetro F-2



Gráfica 35.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-2

Fisurómetro 3 (F-3): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor con aplanado en yeso en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro presento 0.06 cm de desplazamiento horizontal y 0.04 cm en el sentido vertical.

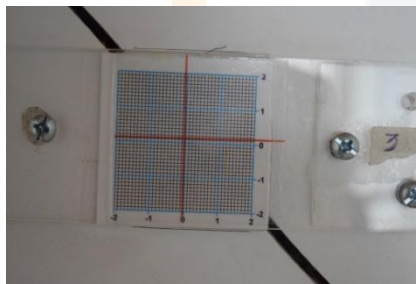
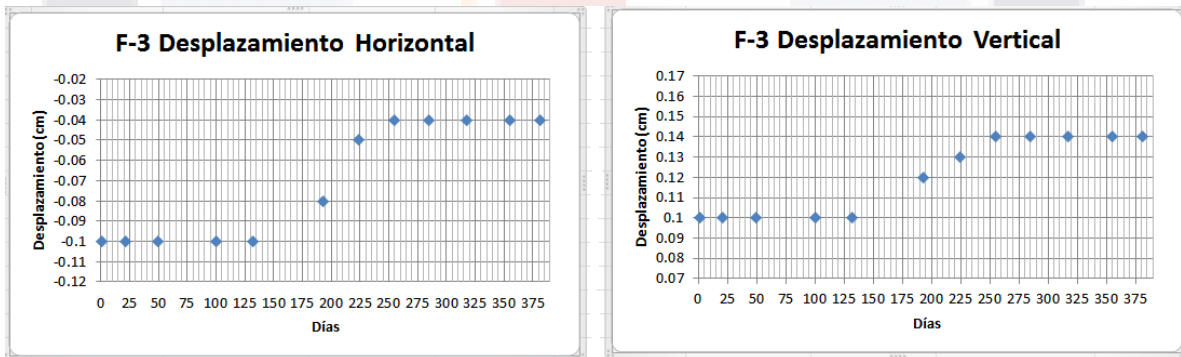


Figura 44.- Fisurómetro F-3



Gráfica 36.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-3

Fisurómetro 4 (F-4): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor con aplanado en yeso en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro presento 0 cm de desplazamiento horizontal y 0.02 cm en el sentido vertical.

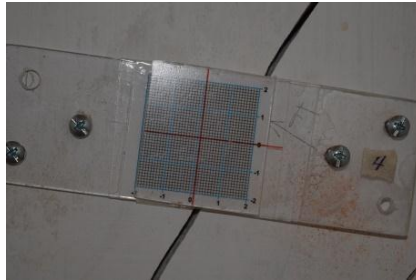
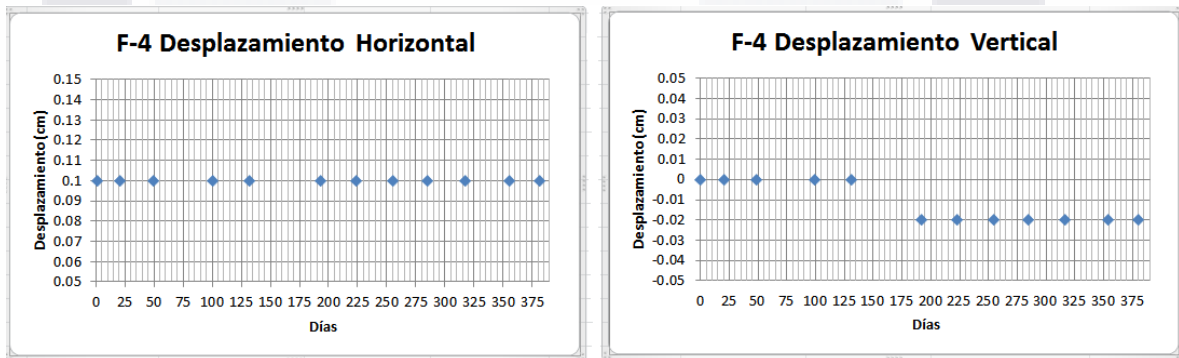


Figura 45.- Fisurómetro F-4



Gráfica 37.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-4

Fisurómetro 5 (F-5): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor con aplanado en yeso en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro presento 0.04 cm de desplazamiento horizontal y 0.04 cm en el sentido vertical.

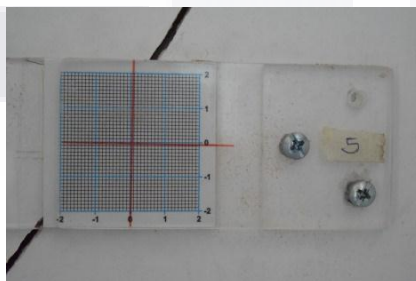
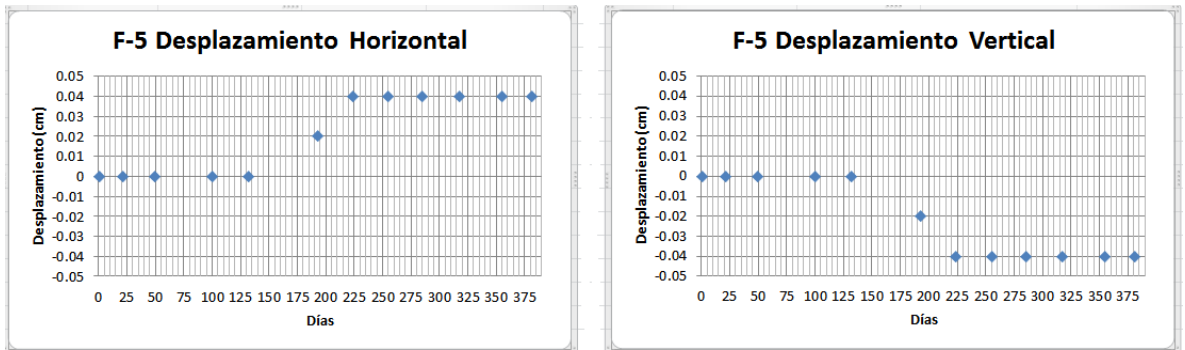


Figura 46.- Fisurómetro F-5



Gráfica 38.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-5

Fisurómetro 6 (F-6): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor con aplanado en yeso en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro presento 0.04 cm de desplazamiento horizontal y 0.04 cm en el sentido vertical.

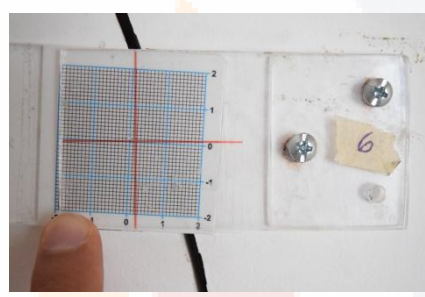
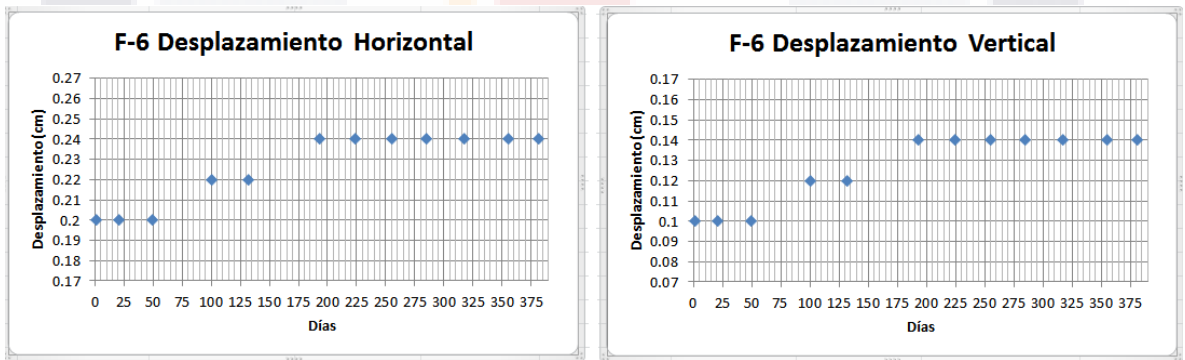


Figura 47.- Fisurómetro F-6



Gráfica 39.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-6

Fisurómetro 7 (F-7): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor con aplanado en yeso en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro presento 0.01 cm de desplazamiento horizontal y 0 cm en el sentido vertical.

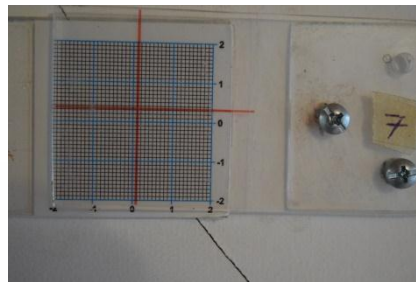
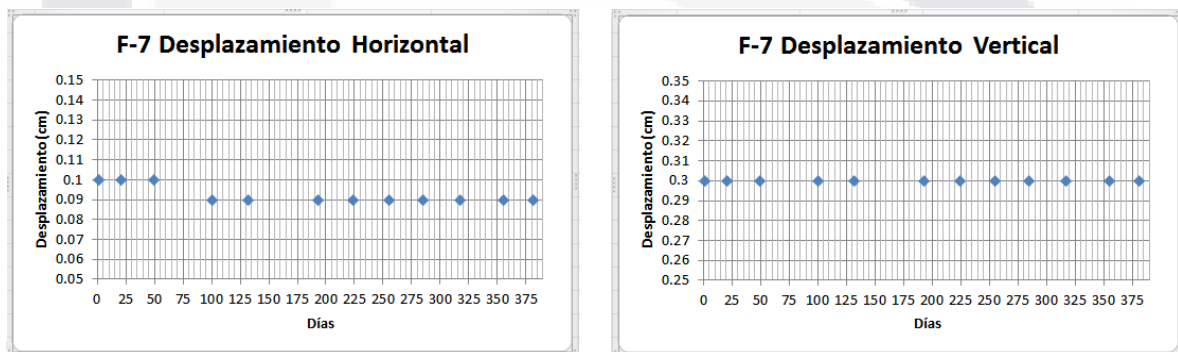


Figura 48.- Fisurómetro F-7



Gráfica 40.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-7

Fisurómetro 8 (F-8): Colocado sobre muro de tabique rojo recocido 7x14x28 cm de 14 cm de espesor con aplanado en yeso en la cara que se colocó. En el periodo de monitoreo este fisurómetro presento 0.06 cm de desplazamiento horizontal y 0.04 cm en el sentido vertical.

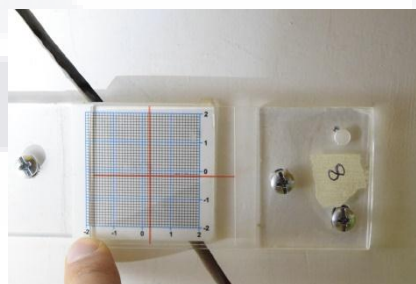
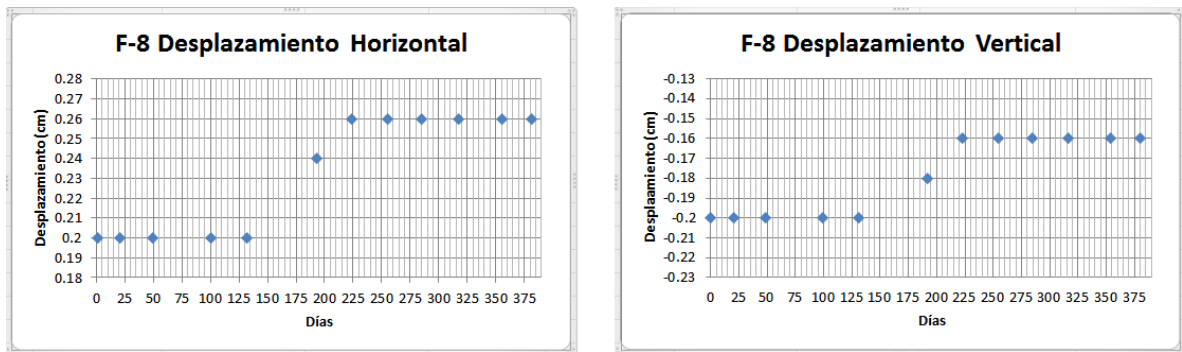


Figura 49.- Fisurómetro F-8



Gráfica 41.- Desplazamiento Horizontal y Vertical del Fisurómetro F-8

El desplazamiento máximo horizontal registrado durante el periodo de monitoreo de la estructura se presentó en los fisurómetro F-3 y F-8, siendo este desplazamiento de 0.06 cm y el desplazamiento máximo vertical fue de 0.04 cm registrándose en los fisurómetros F-3 y F-8. Estos desplazamientos se registraron durante la temporada de lluvias entre los meses de Julio y Agosto, sugiriendo esto que los hundimientos diferenciales del edificio están asociados a un problema debido al cambio de humedad del subsuelo sobre el cual se encuentra desplantado.

Sin embargo cabe señalar que los desplazamientos registrados durante el monitoreo fueron muy pequeños, los cuales no pondrían en riesgo la estabilidad de la construcción, por lo que los resultados sugieren que el material que se estaba deformando se ha consolidado presentando deformaciones muy pequeñas que se asocian con su cambio de contenido de humedad.

3.2.4 Resultados de Nivelaciones Diferenciales en el Edificio.

Debido a que se tenía la sospecha de que el edificio estuviera siendo afectado por un agrietamiento del terreno asociado a subsidencia, se colocaron puntos de monitoreo para medir las deformaciones verticales que presentaba el terreno y poder definir un ancho de afectación debido al probable fracturamiento. A continuación se presentan los resultados del monitoreo llevado a cabo mediante nivelaciones diferenciales con un error estimado del aparato de +/- 1 mm.

Tabla 3.9.- Niveles de la Monitorización del Edificio de Filosofía Sección SA

Sección SA					
Punto	Nivel Primera Lectura 08-sept-2015 (msnm)	Nivel Segunda Lectura 05-oct-2015 (msnm)	Nivel Tercera Lectura 18-nov-2015 (msnm)	Nivel Primera Lectura 23-dic-2015 (msnm)	Nivel Primera Lectura 03-feb-2016 (msnm)
SA-BN1	1871.2840	1871.2840	1871.2840	1871.2840	1871.2840
SA-P1	1871.5755	1871.5765	1871.5765	1871.5760	1871.5760
SA-P2	1871.6100	1871.6105	1871.6110	1871.6110	1871.6110
SA-P3	1871.6345	1871.6350	1871.6360	1871.6350	1871.6355
SA-P4	1871.6315	1871.6320	1871.6320	1871.6320	1871.6325
SA-P5	1871.6395	1871.6400	1871.6405	1871.6410	1871.6415
SA-P6	1871.6635	1871.6640	1871.6645	1871.6650	1871.6655

Tabla 3.10.- Niveles de la Monitorización del Edificio de Filosofía Sección SB

Sección SB					
Punto	Nivel Primera Lectura 08-sept-2015 (msnm)	Nivel Segunda Lectura 05-oct-2015 (msnm)	Nivel Tercera Lectura 18-nov-2015 (msnm)	Nivel Primera Lectura 23-dic-2015 (msnm)	Nivel Primera Lectura 03-feb-2016 (msnm)
SB-BN2	1870.8880	1870.8880	1870.8880	1870.8880	1870.8880
SB-P1	1871.2260	1871.2265	1871.2260	1871.2255	1871.2265
SB-P2	1871.3765	1871.3765	1871.3760	1871.3755	1871.3770
SB-P3	1871.5540	1871.5540	1871.5535	1871.5535	1871.5540
SB-P4	1871.6000	1871.6000	1871.5995	1871.6000	1871.6005
SB-P5	1871.6345	1871.6355	1871.6350	1871.6350	1871.6360
SB-P6	1871.6575	1871.6580	1871.6585	1871.6580	1871.6590
SB-P7	1871.6705	1871.6710	1871.6710	1871.6710	1871.6720
SB-P8	1871.7130	1871.7140	1871.7140	1871.7140	1871.7150
SB-P9	1871.8770	1871.8775	1871.8780	1871.8780	1871.8790

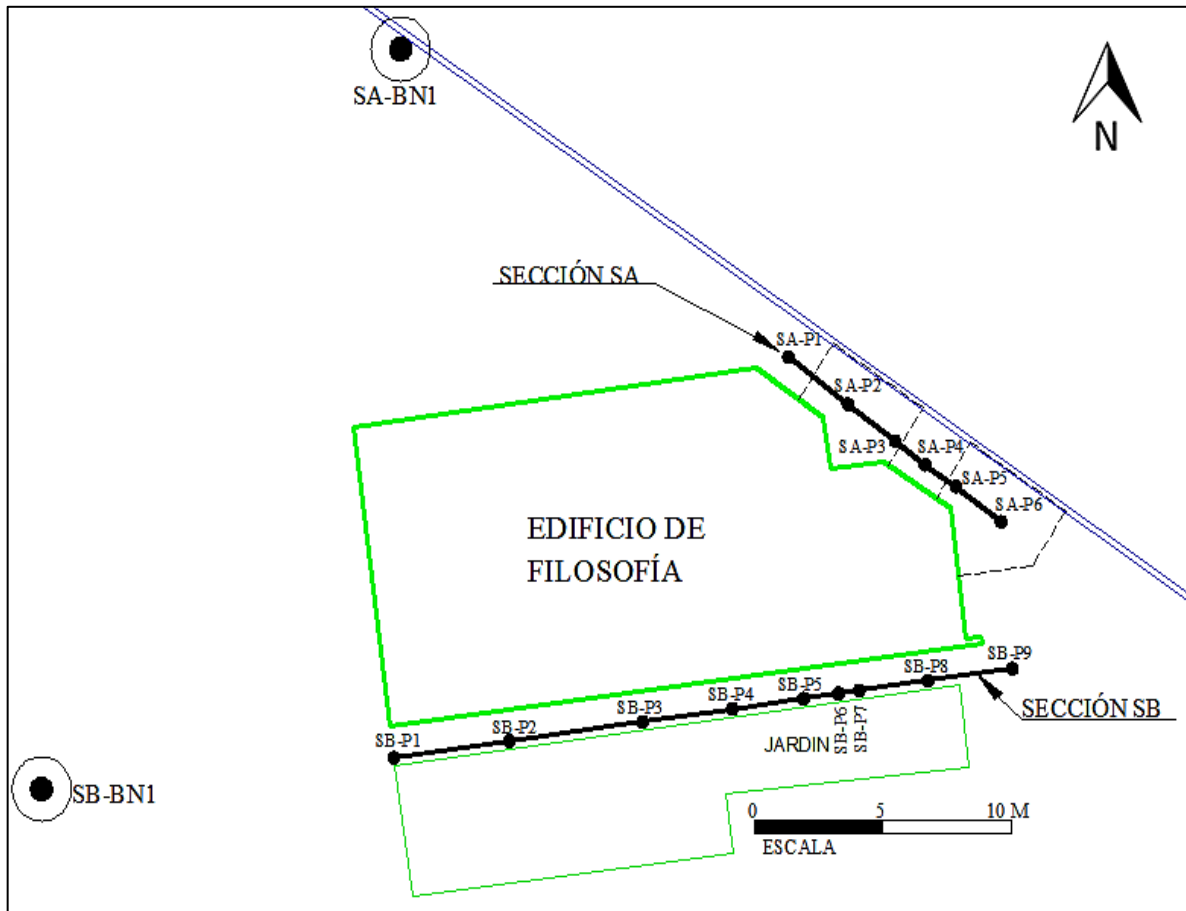


Figura 50.- Secciones de Monitoreo

En las figuras 51 y 52 se presentan los perfiles de terreno de las secciones que se estuvieron monitorizando para obtener los desplazamientos del terreno en las inmediaciones del edificio, en estas gráficas se ven cada uno de los puntos monitoreados.

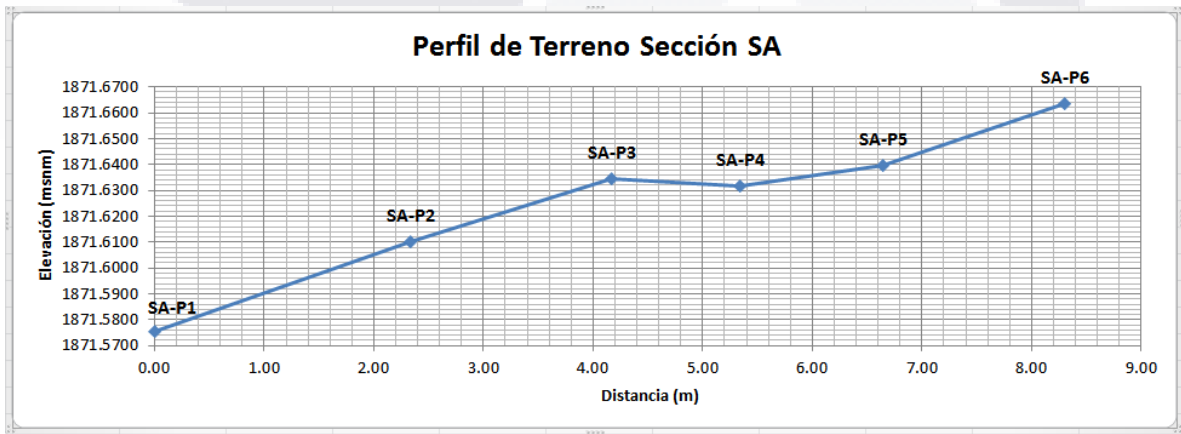


Figura 51.- Perfil de Terreno de Sección SA Monitoreada

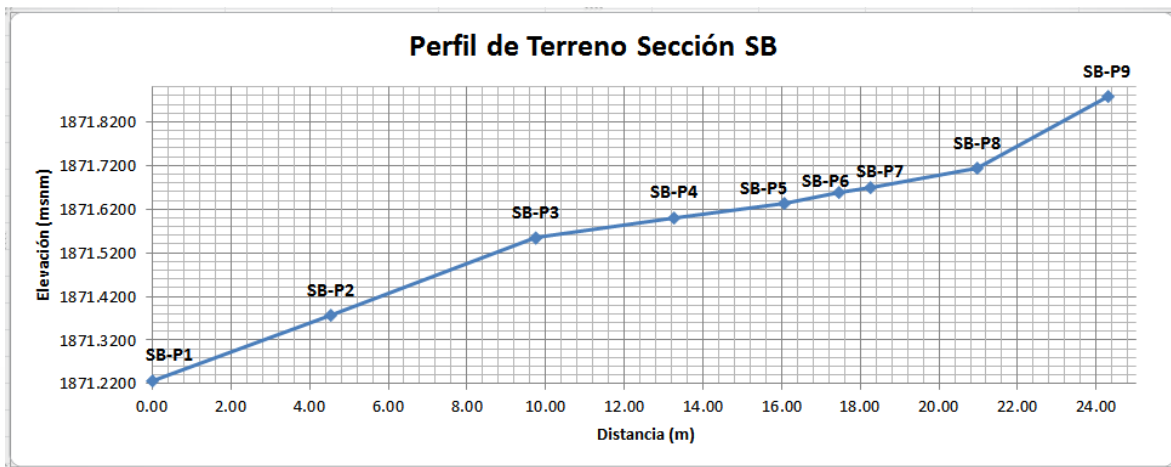
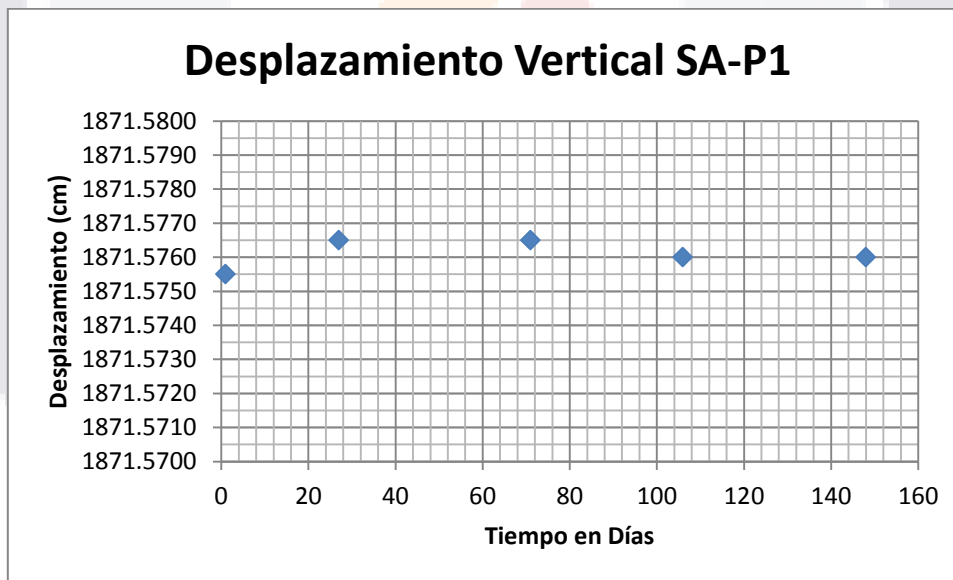


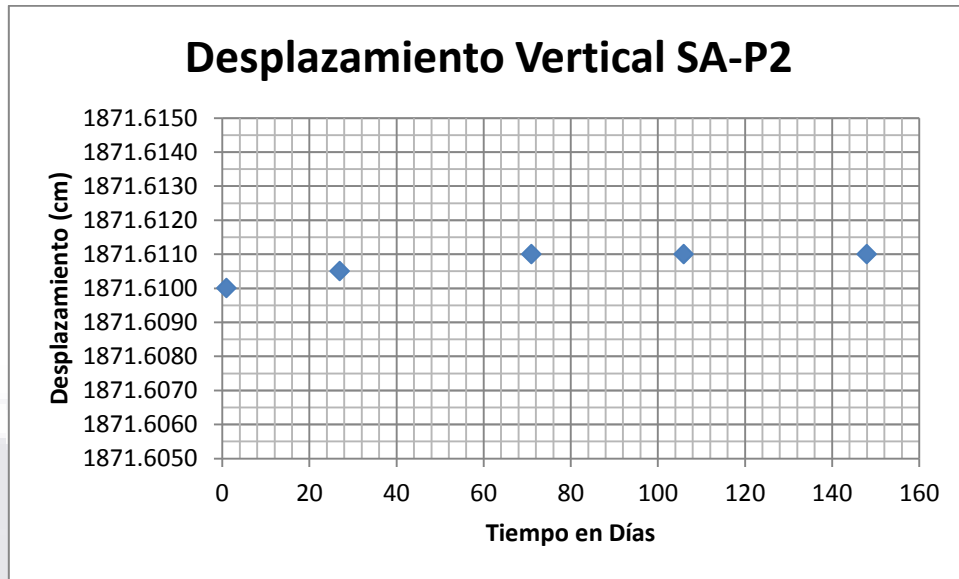
Figura 52.- Perfil de Terreno de Sección SB Monitoreada

En las gráficas de la 42 a la 56 se muestra el comportamiento que tuvo cada uno de los puntos monitoreados, para esto se evaluó el tiempo contra el desplazamiento. A continuación se presentan los resultados obtenidos de ambas secciones estudiadas:



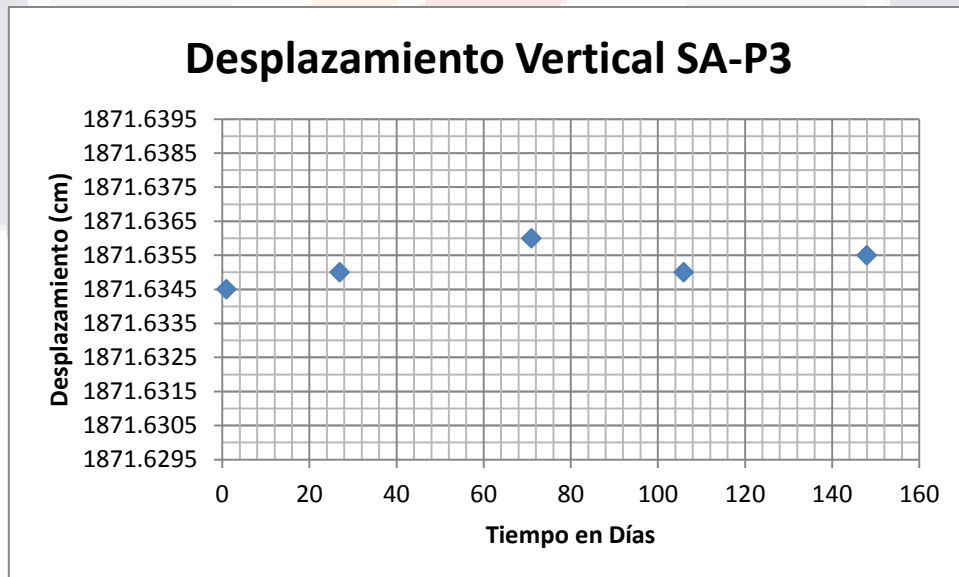
Gráfica 42.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P1

El punto SA-P1 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 42 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



Gráfica 43.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P2

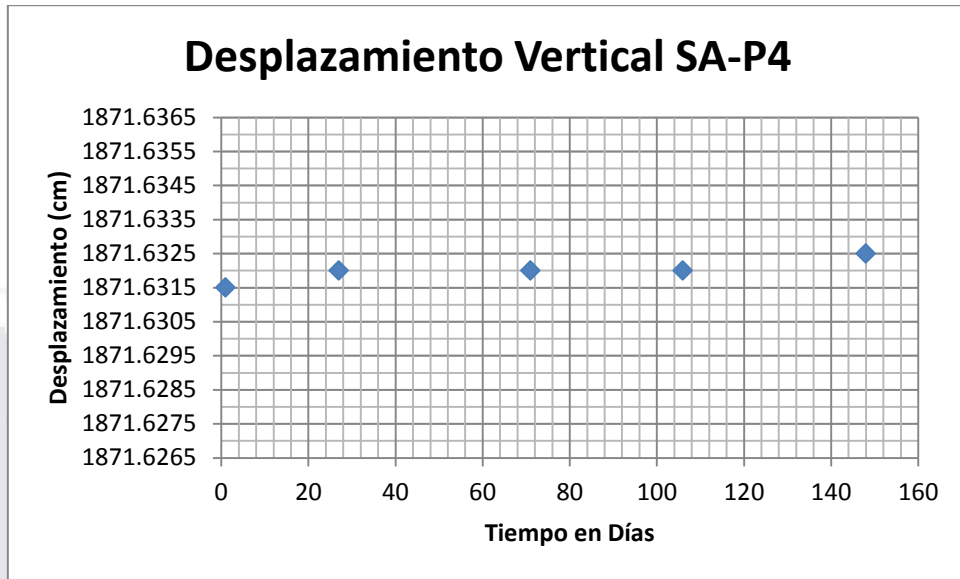
El punto SA-P2 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 43 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



Gráfica 44.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P3

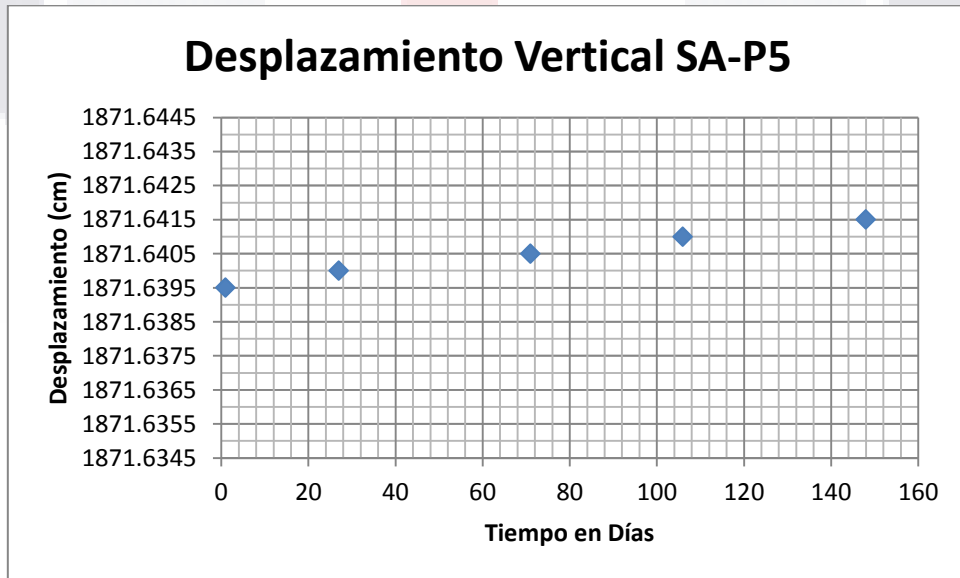
El punto SA-P3 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 44 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1

mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



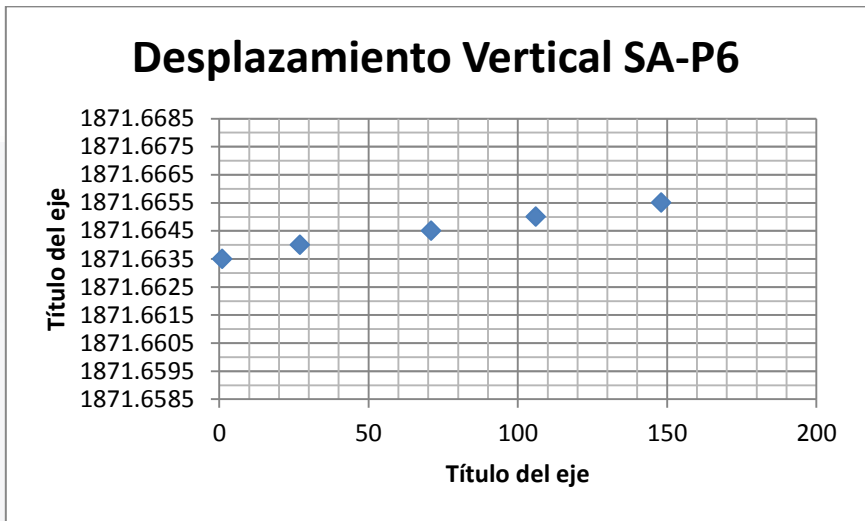
Gráfica 45.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P4

El punto SA-P4 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 45 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



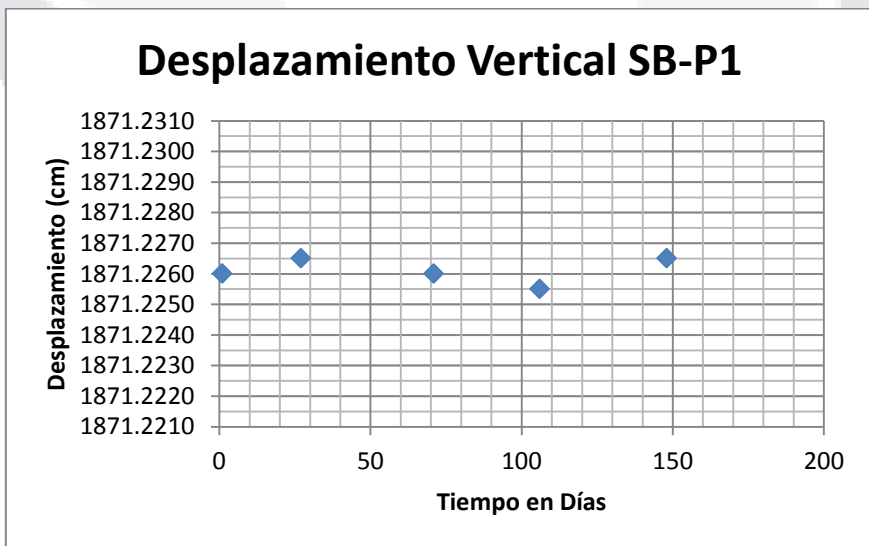
Gráfica 46.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P5

El punto SA-P5 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 46 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, en este punto se registró un levantamiento constante de 0.5 mm en cada medición, teniendo una elevación total de 2 mm con respecto a la cota de base.



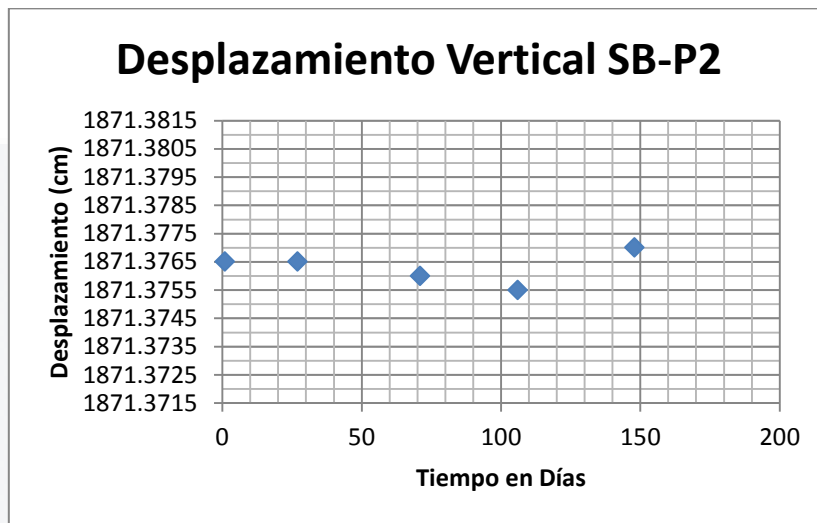
Gráfica 47.- Desplazamiento Vertical del Punto SA-P6

El punto SA-P6 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 46 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, al igual que el punto SA-P5 en este punto se registró un levantamiento constante de 0.5 mm en cada medición, teniendo una elevación total de 2 mm con respecto a la cota de base.



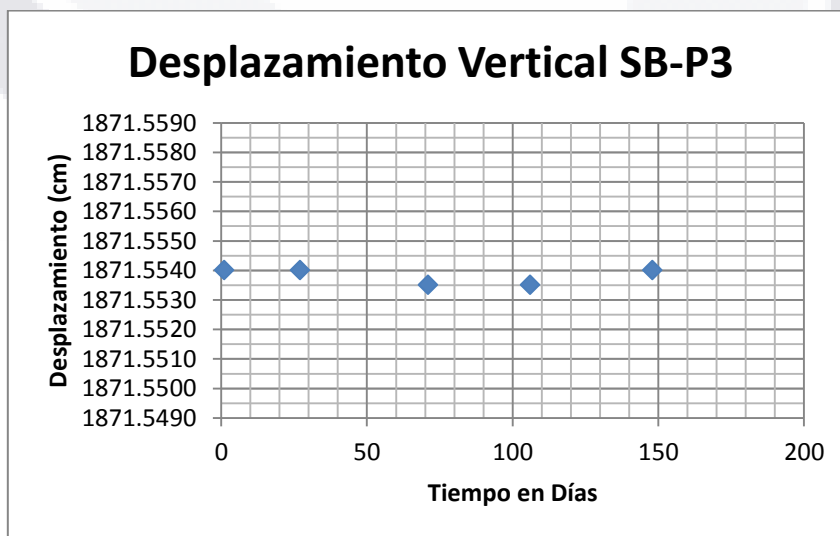
Gráfica 48.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P1

El punto SB-P1 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 48 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



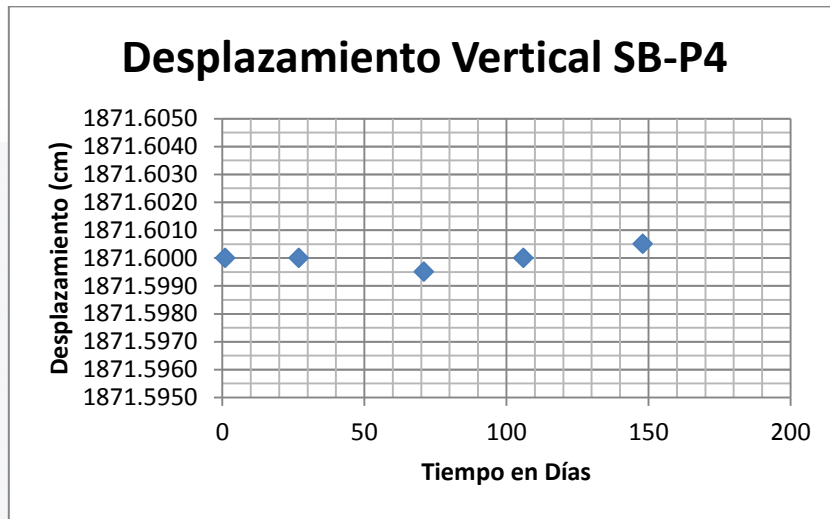
Gráfica 49.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P2

El punto SB-P2 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 49 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



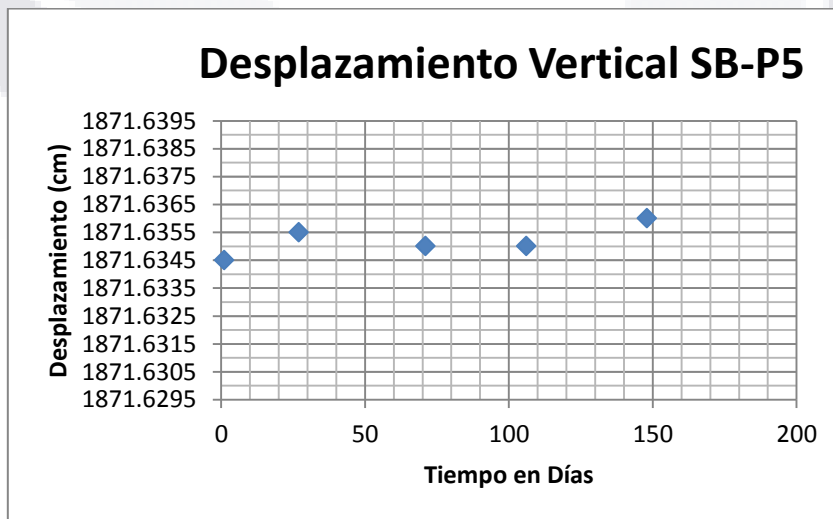
Gráfica 50.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P3

El punto SB-P3 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 50 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



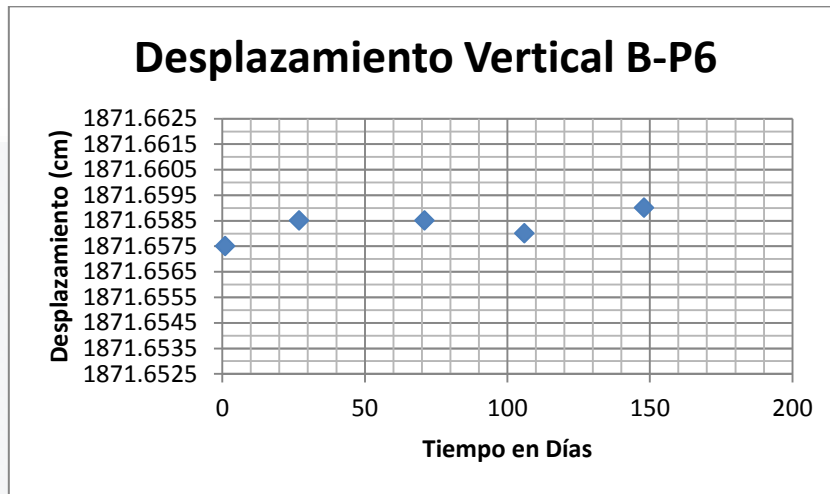
Gráfica 51.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P4

El punto SB-P4 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 51 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encuentra dentro de este rango por lo que se puede decir que no presento movimiento durante el periodo de monitoreo.



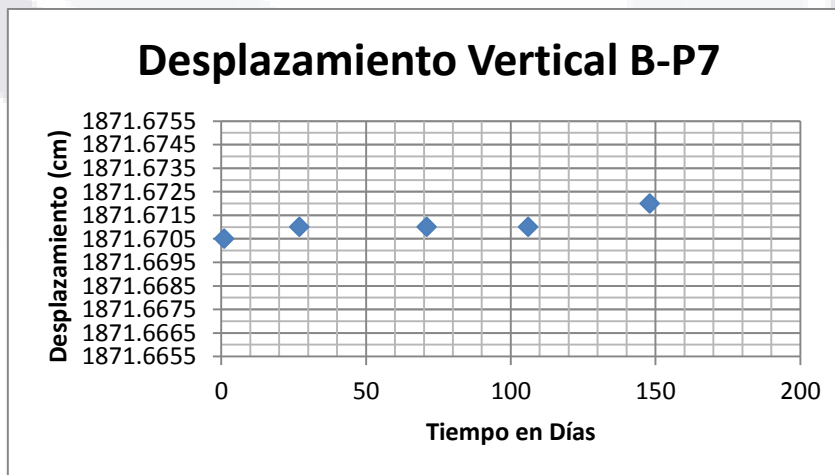
Gráfica 52.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P5

El punto SB-P5 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 52 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, con un error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones este punto se encontraba dentro del error estimado, presentando en el mes de febrero de 2016 una elevación de 1.5 mm.



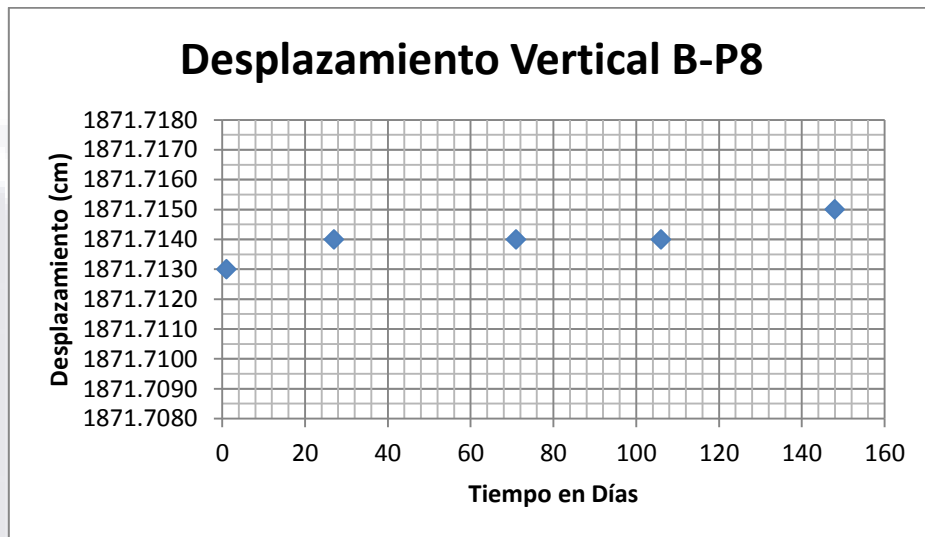
Gráfica 53.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P6

El punto SB-P6 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 53 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, al igual que el punto SB-P5 este punto se encontraba dentro del error estimado de +- 1 mm en las nivelaciones, presentando en el mes de febrero de 2016 una elevación de 1.5 mm con respecto al valor base.



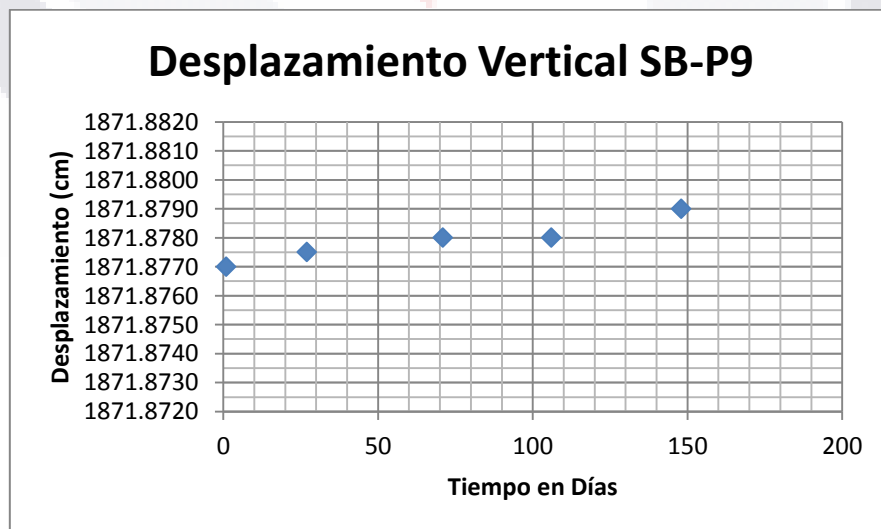
Gráfica 54.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P7

El punto SB-P7 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 54 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, al igual que el punto SB-P6 este punto se encontraba dentro del error estimado de ± 1 mm en las nivelaciones, presentando en el mes de febrero de 2016 una elevación de 1.5 mm con respecto al valor base.



Gráfica 55.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P8

El punto SB-P8 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 55 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, este punto presento una elevación de 2 mm con respecto a su elevación original.



Gráfica 56.- Desplazamiento Vertical del Punto SB-P9

El punto SB-P9 se encuentra colocado sobre firme de concreto, en la Gráfica 56 se puede observar su comportamiento durante el periodo de monitoreo, este punto presento una elevación de 2 mm con respecto a su elevación original.

3.3 Resultados de la Prueba Geofísica en el Seminario Diocesano

En este apartado se presentarán los resultados obtenidos de la prueba de resistividad eléctrica realizada en las inmediaciones del edificio de Filosofía con la finalidad de detectar una posible falla o fracturamiento del terreno que estuviera afectando a la edificación, así mismo para conocer la estratigrafía del subsuelo donde se encuentra desplantado el edificio.

3.3.1 Resultados de la Tomografía Eléctrica del Subsuelo

Se realizó una tomografía eléctrica del subsuelo como se expuso anteriormente, utilizando una configuración del tipo Dipolo-Dipolo, hasta una profundidad aproximada de 2.5 m y con una sección transversal de 20 m con lo que se abarcó la longitud total del edificio. En la Figura 53 se muestra una imagen de la representación gráfica del edificio y la tomografía eléctrica y en las figura 54 se presenta la tomografía eléctrica con su escala de valores de resistividad medios.

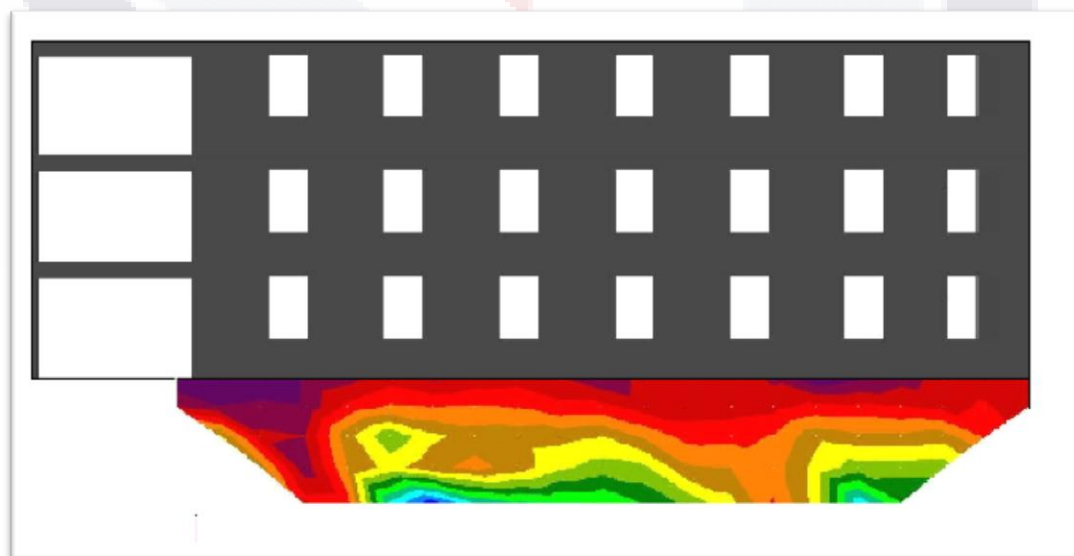


Figura 53.- Representación Gráfica del Edificio y la Tomografía Eléctrica

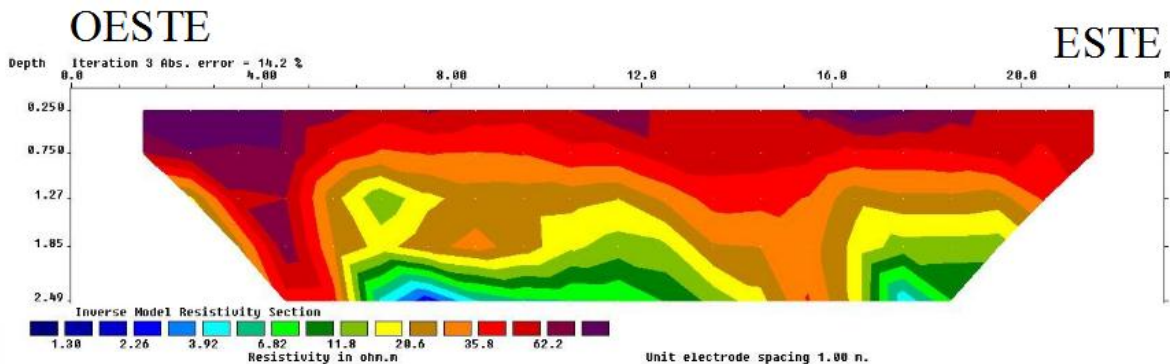


Figura 54.- Tomografía Eléctrica del Subsuelo

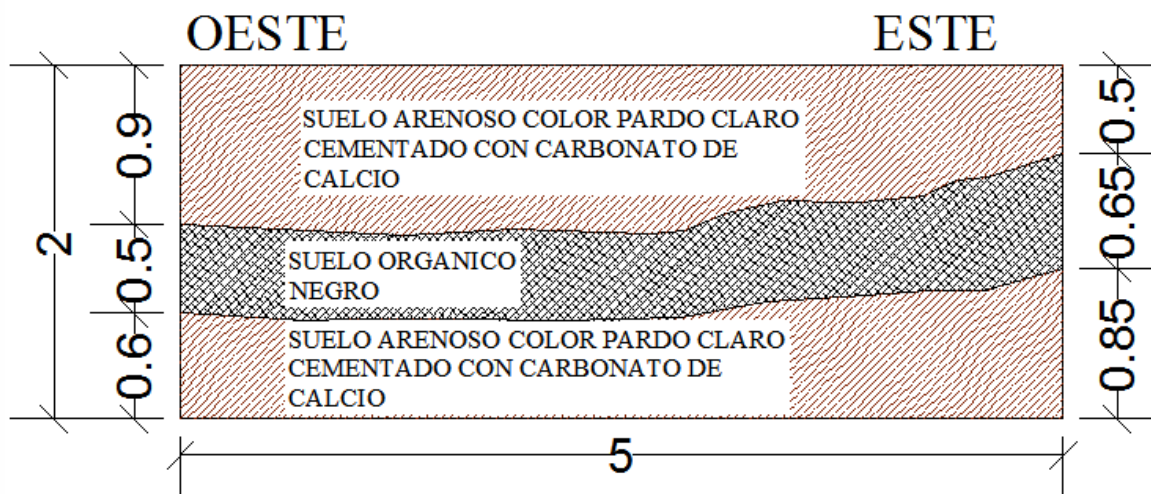


Figura 55.- Perfil Estratigráfico

En la figura 54 podemos ver en la tomografía eléctrica que de 0 m a aproximadamente 1 m de profundidad se encuentra un material con una resistividad más o menos uniforme, después de este estrato de material la conductividad eléctrica aumenta con respecto a la profundidad pudiendo decir que es un material saturado hasta la profundidad de 2.5 m que fue la alcanzada por la prueba. También podemos observar que no se presenta ninguna anomalía como una falla o grieta del terreno por lo que se descarta la hipótesis de que el edificio estuviera siendo afectado por una falla o fractura del terreno.

En la Figura 55 se muestra un perfil estratigráfico obtenido de una trinchera hecha en el pasillo del edificio, llamando la atención el estrato de suelo orgánico que se encuentra

compactado entre los estratos de suelo arenoso cementado. En base a lo observado en el perfil estratigráfico y la tomografía eléctrica se puede inferir la siguiente hipótesis: se encuentra un material con suficiente capacidad de carga para soportar las cargas transmitidas del edificio hacia la cimentación siendo este el suelo arenoso cementado con carbonato de calcio encontrado en la primera capa de suelo en el cual se cree esta desplantado el edificio, mientras que el estrato de suelo orgánico al saturarse pierde cohesión entre sus partículas por lo que disminuye su capacidad de carga deformándose provocando que el estrato superior también se deforme induciéndole asentamientos diferenciales a la estructura. Algo que también nos indica esto es lo indicado por los fisurometros los cuales registraron deformaciones del edificio en la temporada de lluvias lo que provoca que el material se sature desencadenando lo mencionado anteriormente.

3.4 Resultados del Análisis Pull-Down y Curvas de Fragilidad

En este apartado se mostraran los resultados del análisis Pull-down realizado al edificio de filosofía, donde se mostrara una correlación de daños con su análisis Pull-Down, así como las curvas de fragilidad resultantes de este análisis.

3.4.1 Descripción de la Edificaciones y Propiedades de los Materiales para el Análisis Pull- Down

Como ya se mencionó anteriormente el edificio constructivamente cuenta con tres niveles, elaborados a base de muros de carga de tabique rojo recocido con dimensiones 7x14x28 cm, de 14 cm de espesor juntados con mortero cemento-cal-arena, confinados por castillos 15x15 cm y cadenas de desplante y cerramiento de 15x20 cm de concreto reforzado, contando con losas de entrepiso y azotea tipo bóveda escarzana elaborada a base de vigueta de alma abierta y bovedilla con cuña 4x14x28 cm. En las Figuras 57 y 58 se muestra un detalle de la losa de la edificación.

Los muros se modelaron mediante elementos Shell de 14 cm de espesor, cuyas propiedades mecánicas se asignaron en base a lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias

para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal 2004. En la Tabla 3.9 se muestran los valores del módulo de elasticidad (E_m) y la resistencia a la compresión de la mampostería (f_m^*) asignados a el modelo.

Tabla 3.11.- Propiedades Mecánicas de la Mampostería de Tabique de Barro Recocido

Curva Esfuerzo-Deformación Mampostería		
Datos	MPa	Kg/cm ²
f_m^*	1.5	15
E_m	525	5250

Se utilizaron las curvas esfuerzo-deformación propuesta por Kaushik et al. 2007 para la modelación de la mampostería, la cual se presenta en la Figura 56.

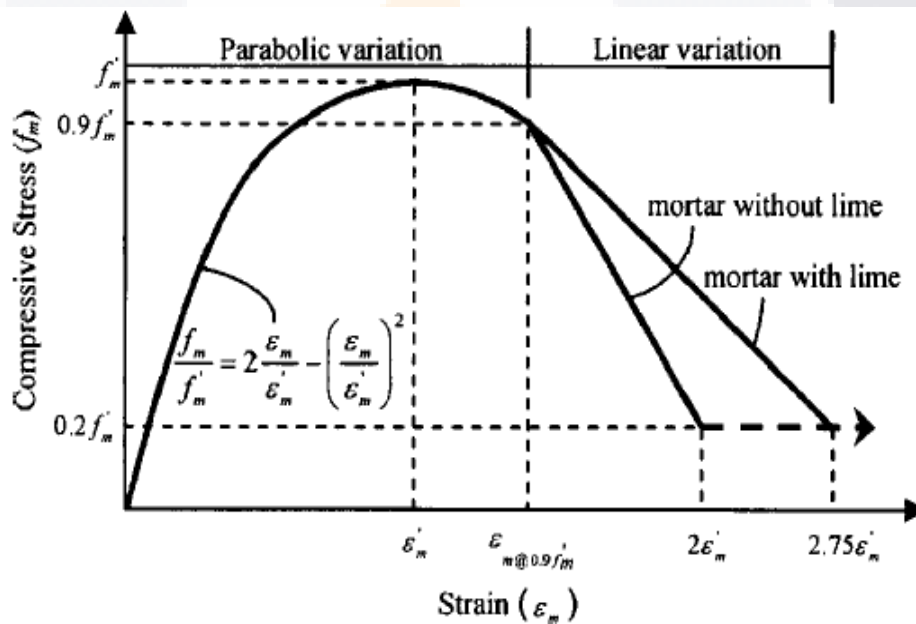


Figura 56.- Curva Esfuerzo-Deformación para Compresión de la Mampostería (Kaushik et al. 2007)

Para los elementos confinantes de la mampostería los cuales fueron cadenas y castillos, así como traveses y columnas se asignaron valores de esfuerzo a la compresión $f_c=150$ y 250 Kg/cm² respectivamente.

3.4.2. Análisis de Cargas

Se utilizaron cargas de servicio para el análisis de los muros de mampostería considerando el peso propio de los materiales y cargas vivas, utilizando las indicadas en el Código Municipal de Aguascalientes. A continuación se presentan en las Figuras 57 y 58 los detalles de las losas de azotea y entrepiso, así como en las Tablas 3.10 y 3.11 la bajada de carga de cada una de estas. En la Tabla 3.12 se muestran las cargas vivas de azotea y entrepiso.

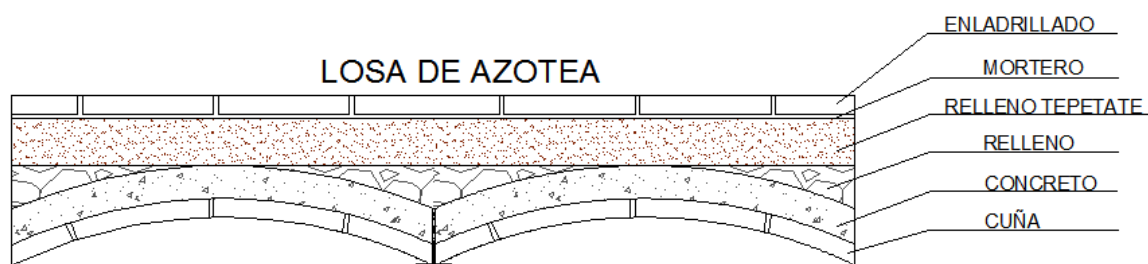


Figura 57.- Detalle de Losa de Azotea

Tabla 3.12.- Bajada de Cargas para Losa de Azotea

Bajada de Cargas Losa de Azotea		
Enladrillado	60	Kg/m ²
Mortero	21	Kg/m ²
Relleno Tepetate	160	Kg/m ²
Relleno	50	Kg/m ²
Concreto	168	Kg/m ²
Cuña	60	Kg/m ²
Total	519	Kg/m²



Figura 58.- Detalle de Losa de Entrepiso

Tabla 3.13.- Bajada de Cargas para Losa de Entrepiso

Bajada de Cargas Losa de Azotea		
Loseta Cerámica	30	Kg/m ²
Mortero	7.5	Kg/m ²
Relleno	50	Kg/m ²
Concreto	168	Kg/m ²
Cuña	60	Kg/m ²
Total	315.5	Kg/m²

En la Tabla 3.12 se muestran las cargas vivas de azotea y entrepiso.

Tabla 3.14.- Cargas Vivas

Cargas Vivas		
Carga Viva Azotea	100	Kg/m ²
Carga Viva Entrepiso	200	Kg/m ²

3.4.3 Correlación de Daños con su Análisis Pull-Down

Debido a que durante el periodo de monitoreo de la estructura no se registraron deformaciones que pudieran describir claramente la zona donde se estaban generando los hundimientos diferenciales de la edificación, así mismo como no se registró una deformación que fuera considerable para suponer que debido a esta se estaban presentando los daños en los muros de mampostería, se asume que el asentamiento de la edificación que se encontró durante su monitoreo fue casi nulo y debido a que se desconocía el nivel de los asentamientos que generaron los daños en el edificio se propuso un asentamiento de 30 cm para la realización del análisis Pull-down el cual se varió de manera triangular y progresiva a lo largo de los apoyos de los muros que presentaban más daño y los cuales son un indicador de en que zona se generaron los hundimientos diferenciales de la edificación. En las figuras 59 y 60 se muestra la zona donde se indujo el asentamiento.

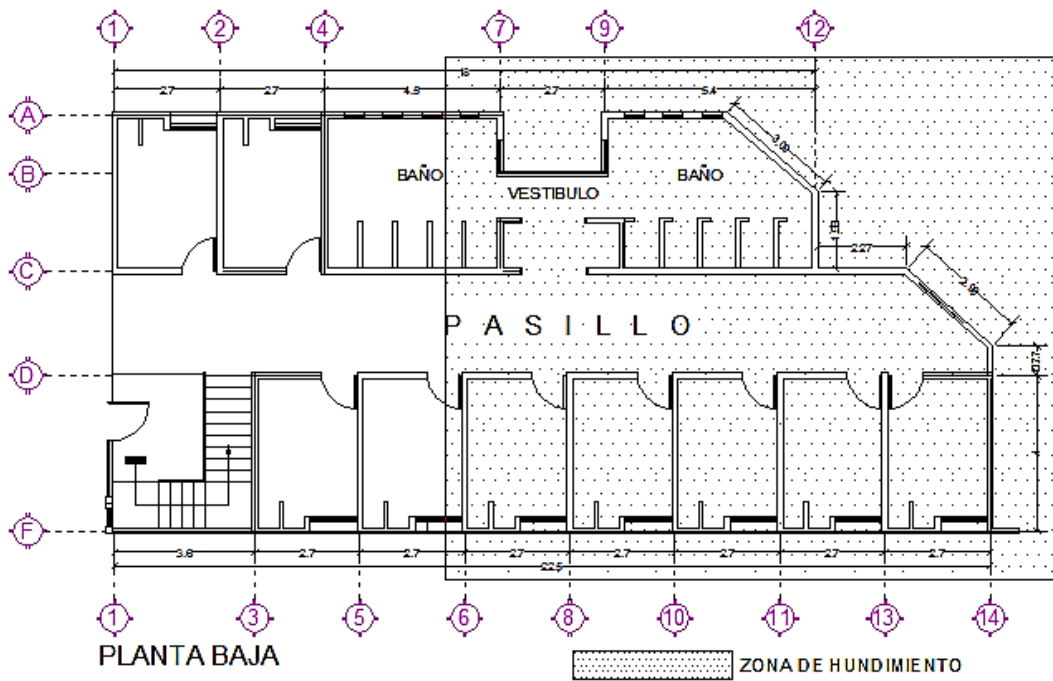


Figura 59.- Zona de Hundimiento de la Edificación

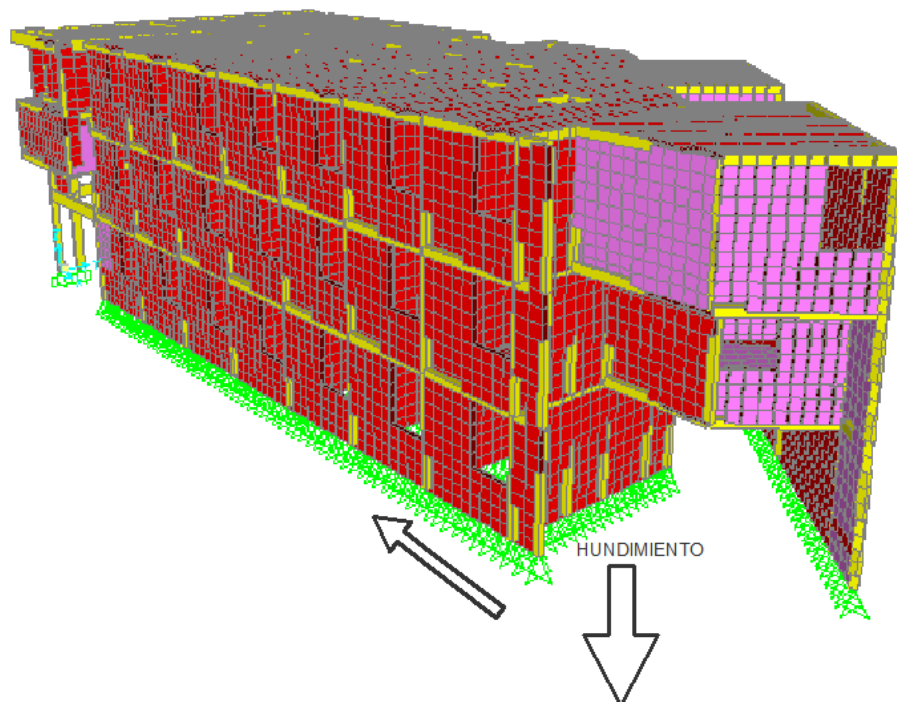


Figura 60.- Trayectoria de Hundimiento

Durante el análisis del modelo estructural y con el hundimiento máximo asignado a la estructura de 30 cm el programa interrumpió el análisis mucho antes de alcanzar esta

deformación, debido a que los esfuerzos alcanzados superaban por mucho lo que la estructura podría soportar. A continuación se muestra la evolución de los esfuerzos máximos que tuvieron los muros ensayados por el método de Pull-down, indicando los colores verdes y azules esfuerzos de tensión, mientras que los amarillos, naranjas, rojos y rosados representan los esfuerzos de compresión todos estos en Kg/ cm².

Se muestra a continuación la variación de los esfuerzos máximos del muro del eje F con forme se va asignando un mayor asentamiento al muro:

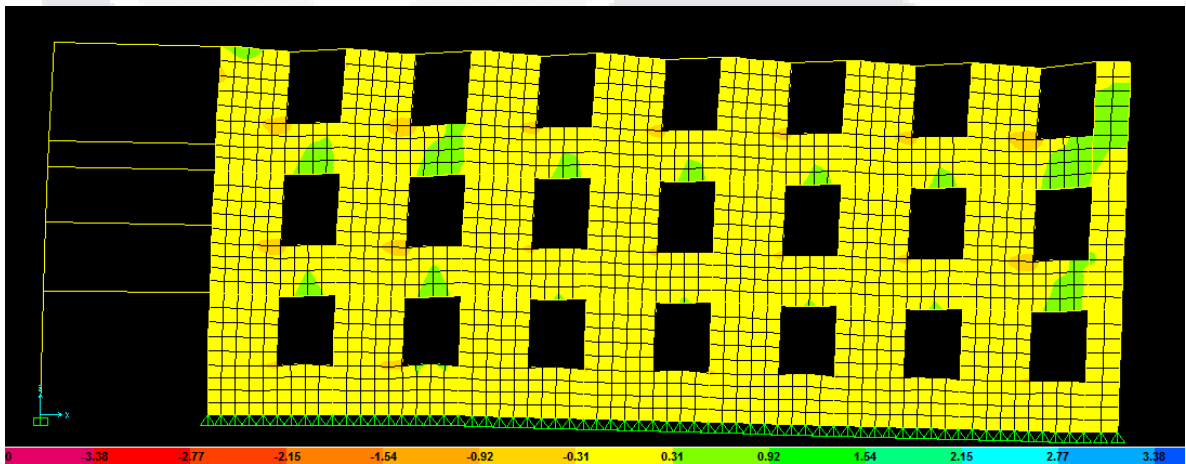


Figura 61.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 1 Asentamiento 0.1875 cm (SAP2000 V.14)

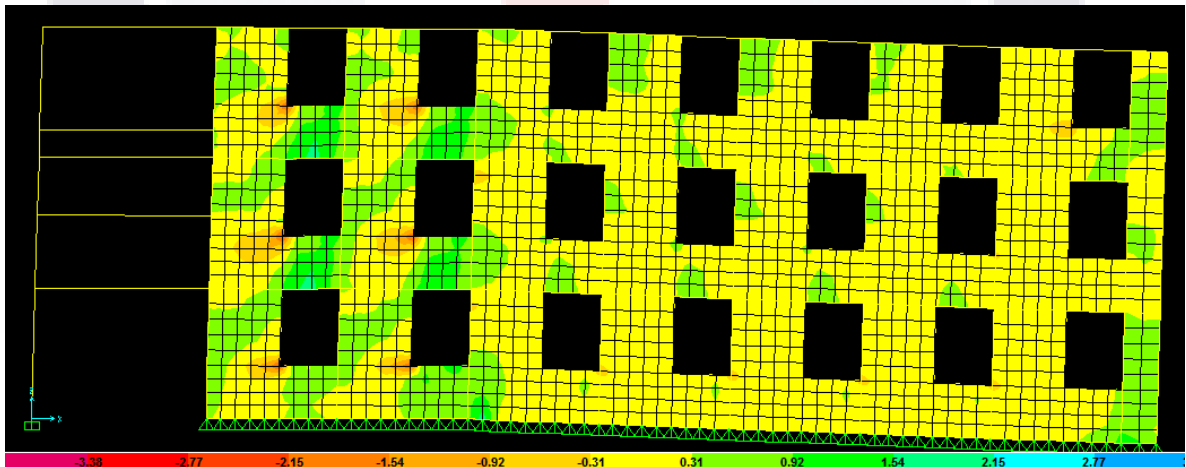


Figura 62.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 2 Asentamiento 1.6875 cm (SAP2000 V.14)

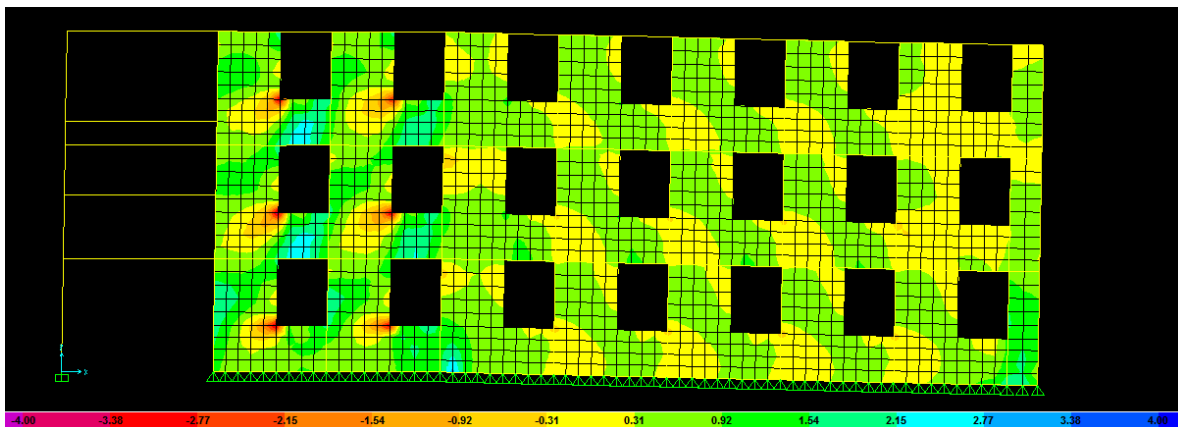


Figura 63.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 3 Asentamiento 3.1875 cm (SAP2000 V.14)

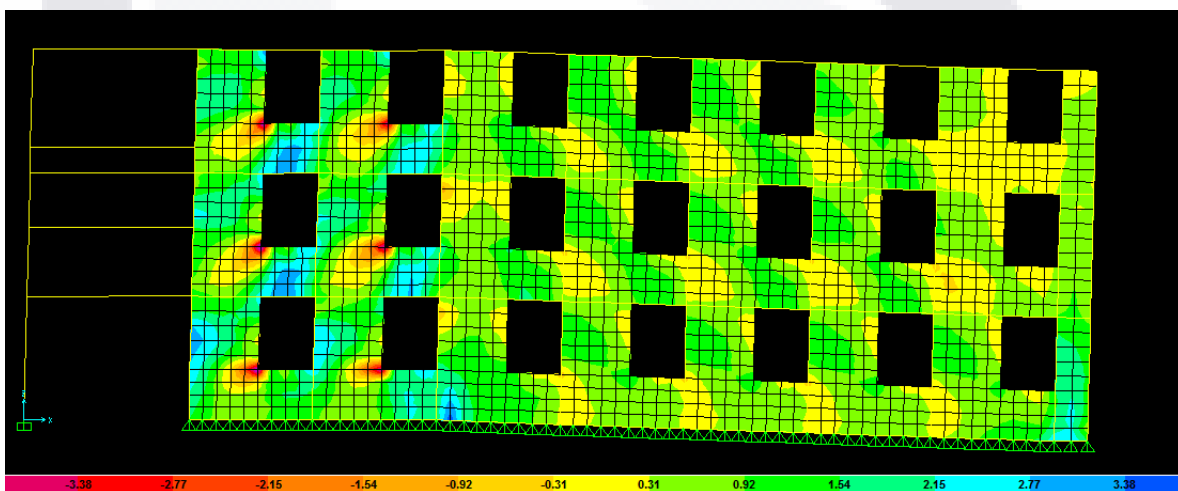


Figura 64.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 4.6875 cm (SAP2000 V.14)

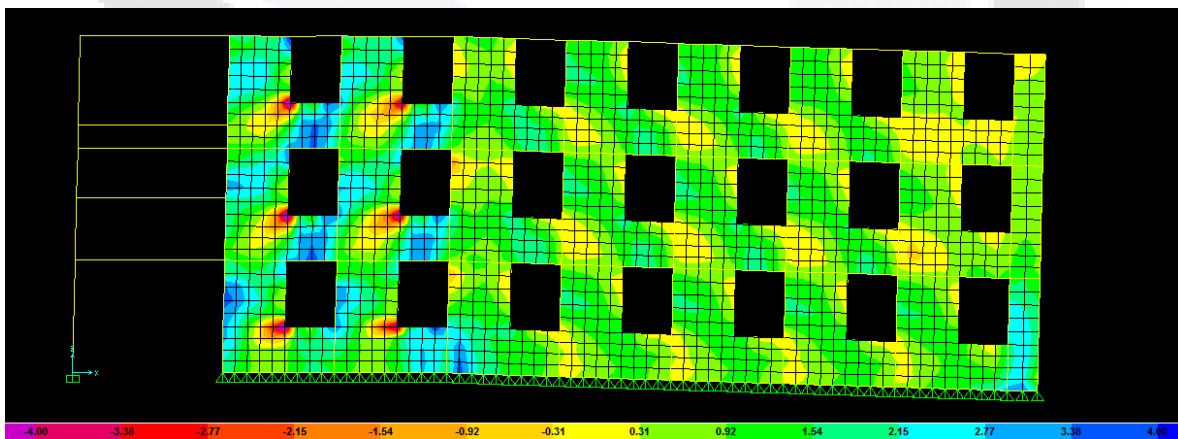


Figura 65.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 6.1875 cm (SAP2000 V.14)

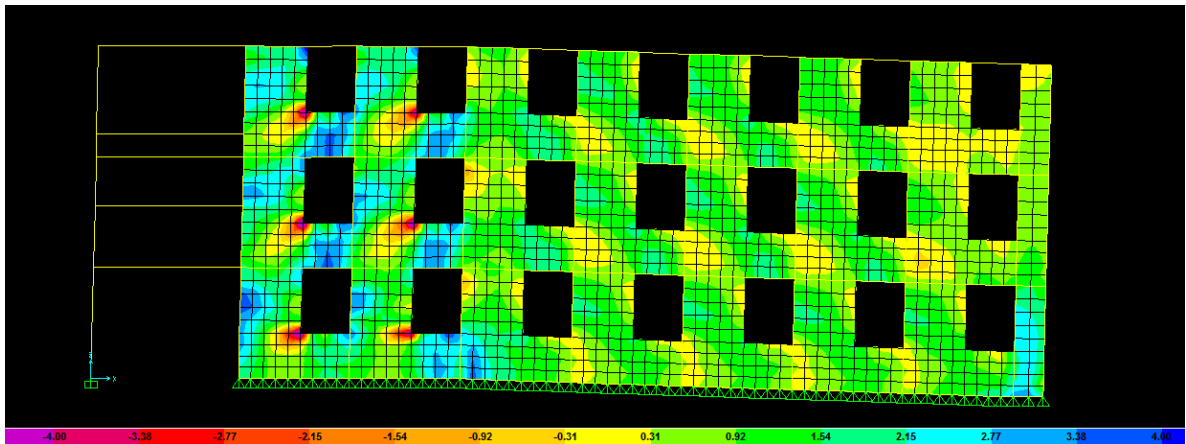


Figura 66.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje F Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 6.4048 cm (SAP2000 V.14)

Se muestra a continuación la variación de los esfuerzos máximos del muro del eje D con forme se va asignando un mayor asentamiento al muro:

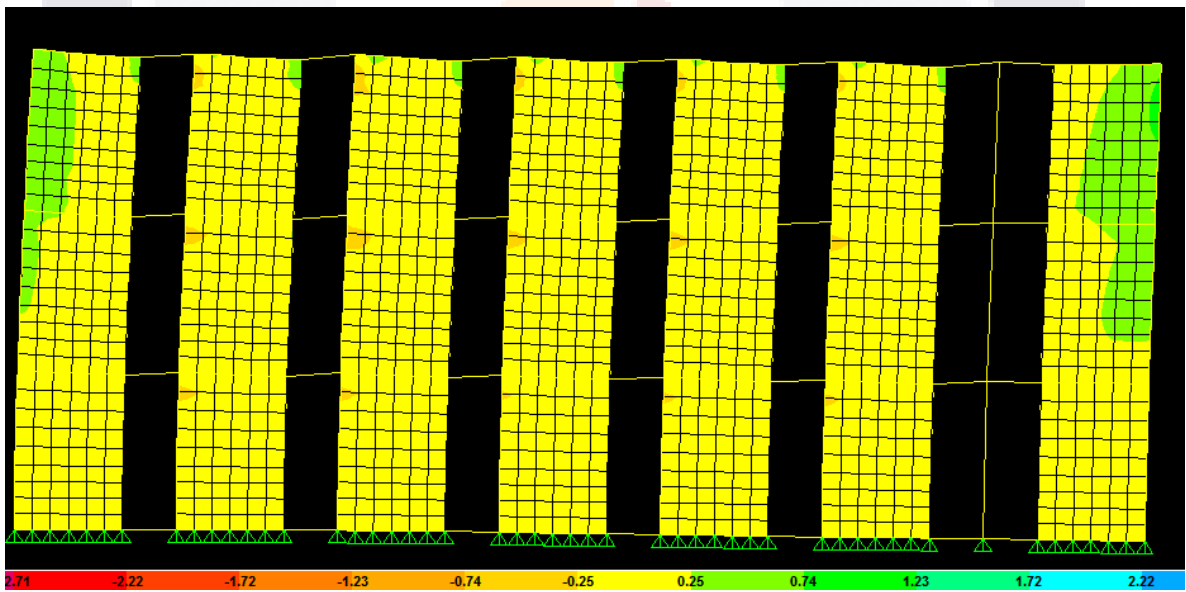


Figura 67.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 1 Asentamiento 0.1875 cm (SAP2000 V.14)

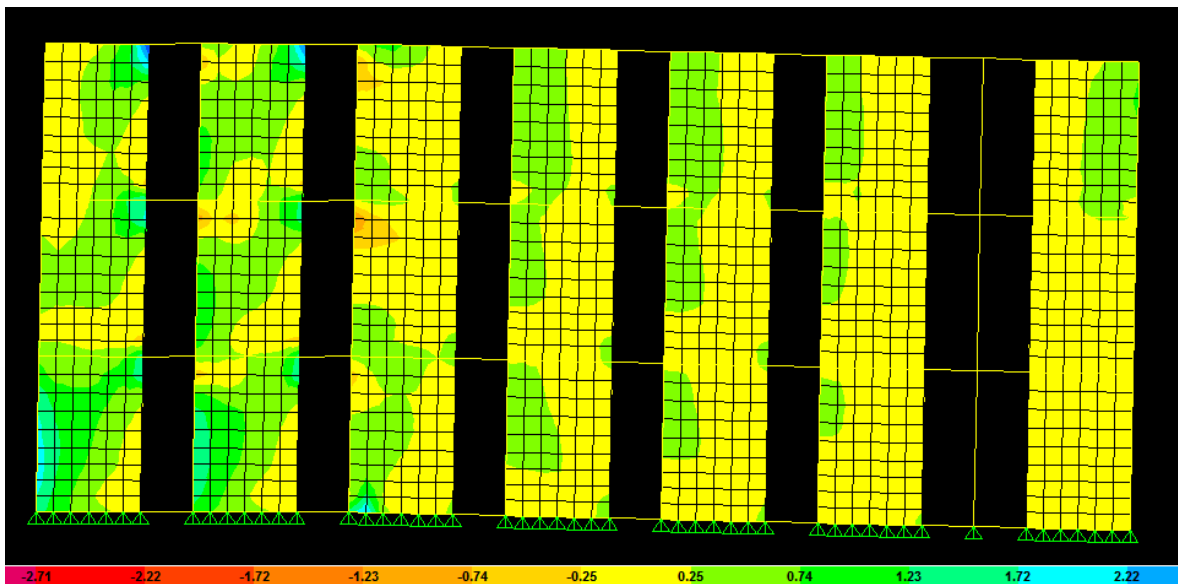


Figura 68.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 2 Asentamiento 1.6875 cm (SAP2000 V.14)

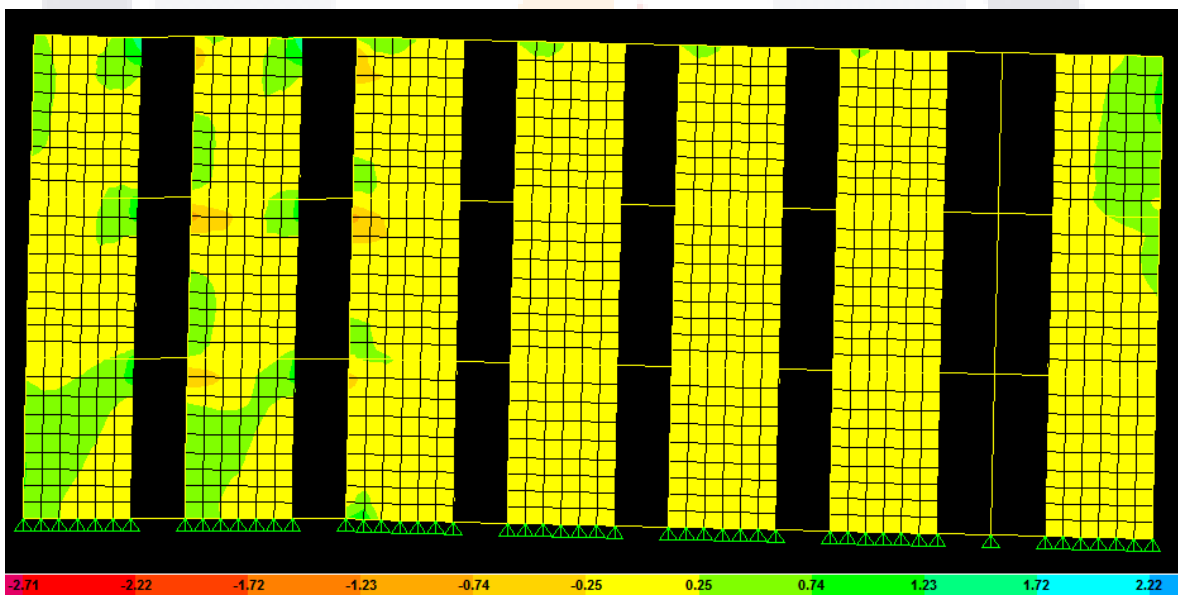


Figura 69.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 3 Asentamiento 3.1875 cm (SAP2000 V.14)

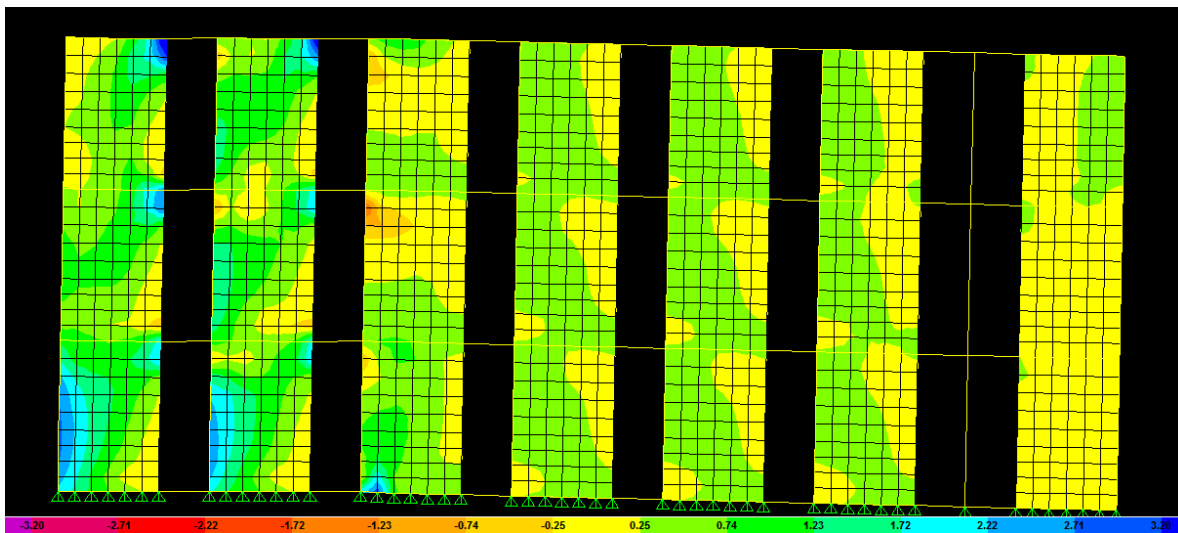


Figura 70.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 4.6875 cm (SAP2000 V.14)

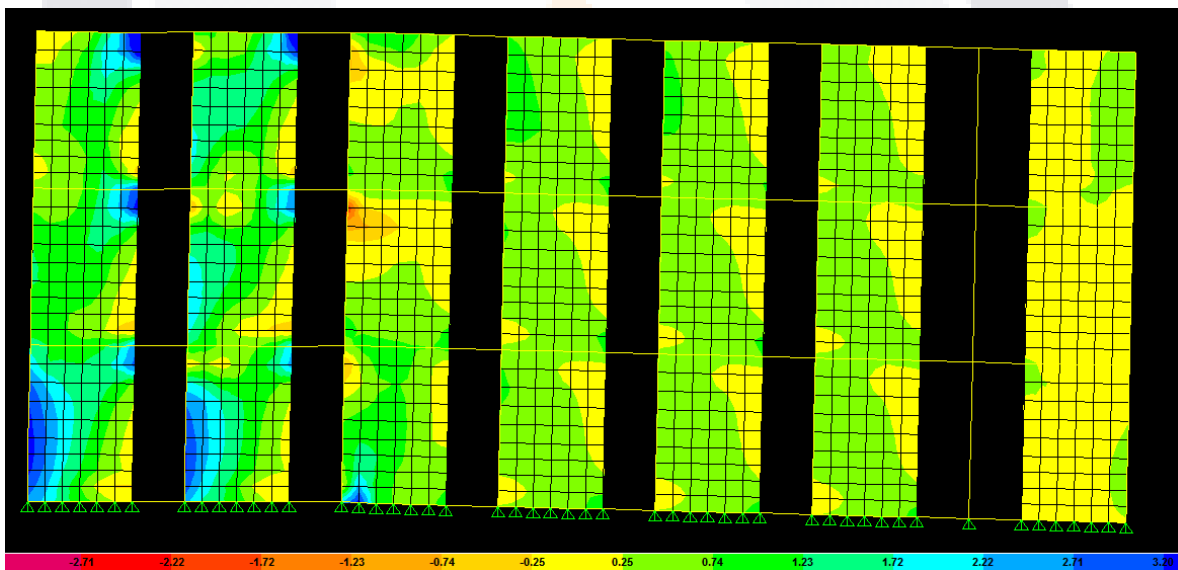


Figura 71.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje D Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 5.8594 cm (SAP2000 V.14)

Se muestra a continuación la variación de los esfuerzos máximos del muro del eje C con forme se va asignando un mayor asentamiento al muro:

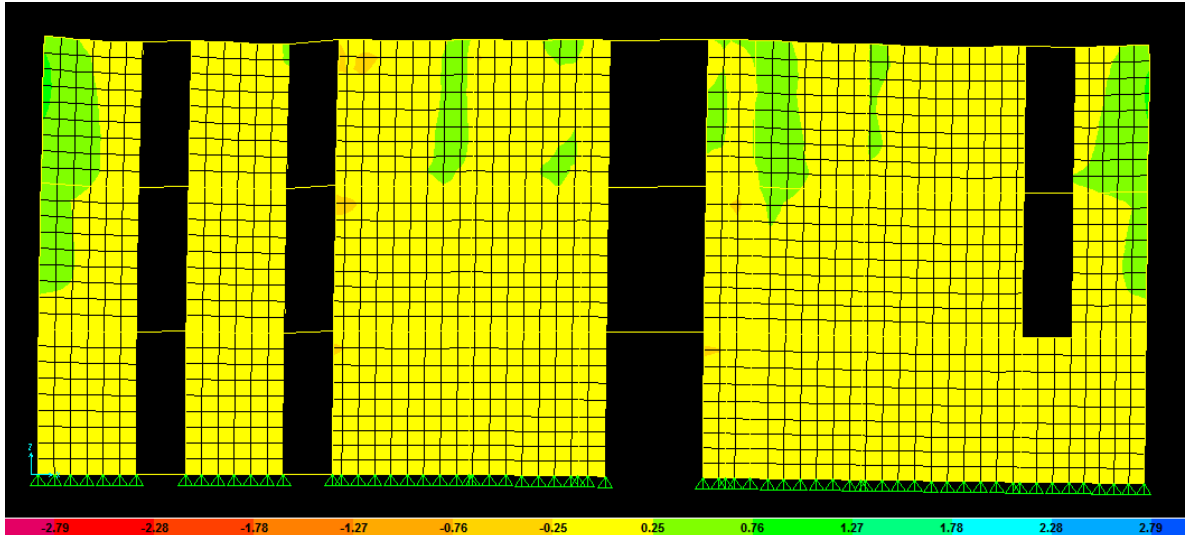


Figura 72.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 1 Asentamiento 0.1569 cm (SAP2000 V.14)

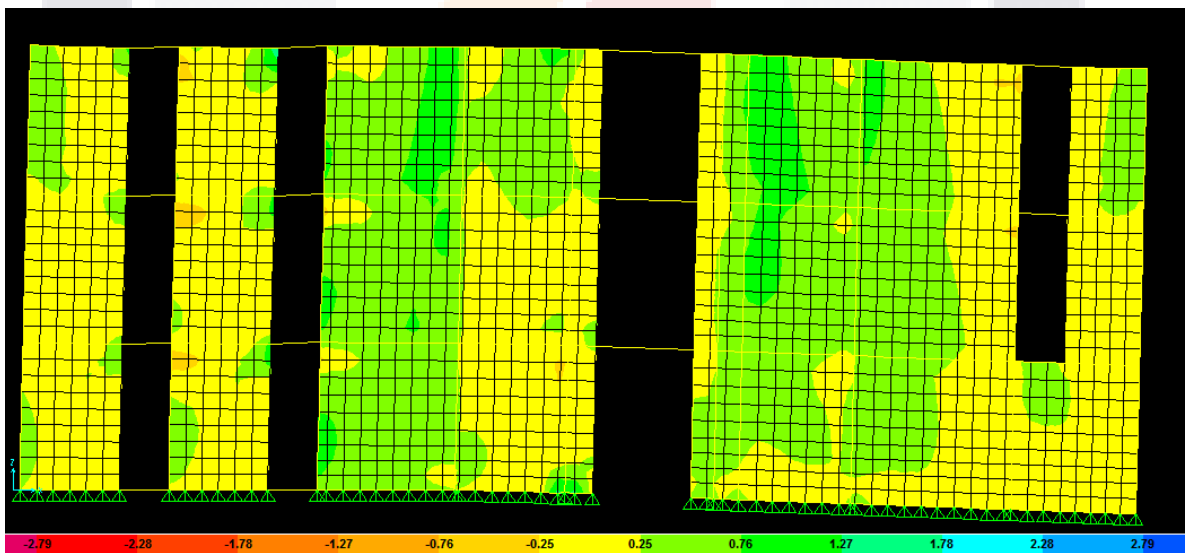


Figura 73.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 2 Asentamiento 1.4124 cm (SAP2000 V.14)

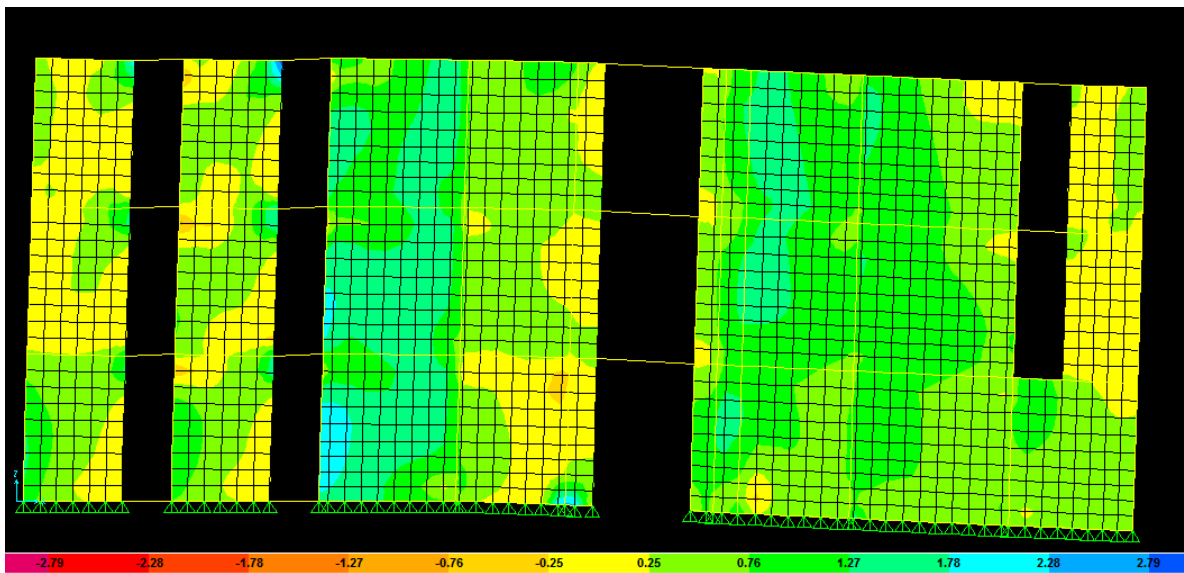


Figura 74.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 3 Asentamiento 2.6679 cm (SAP2000 V.14)

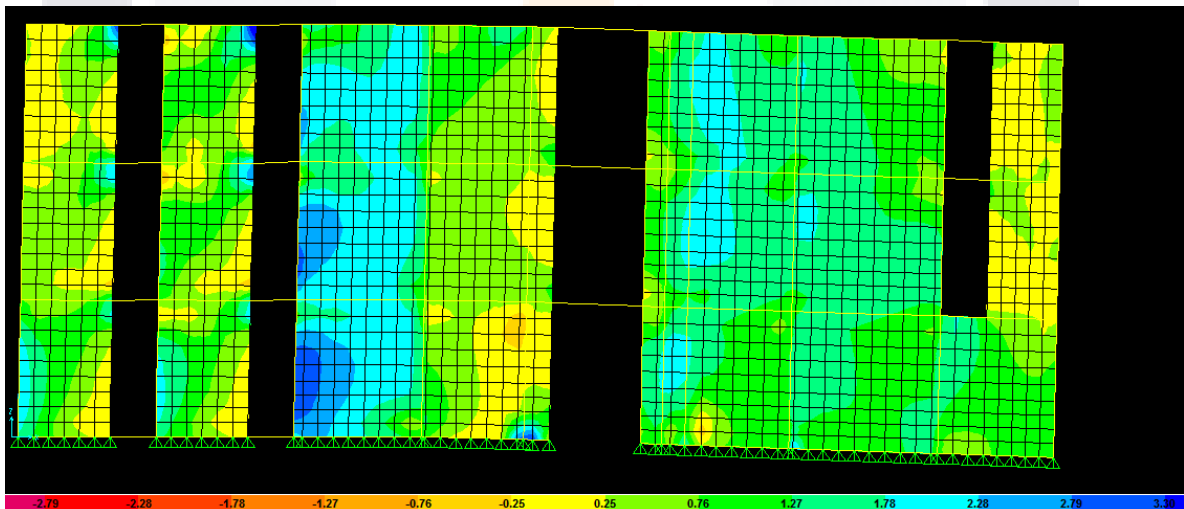


Figura 75.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 3.9234 cm (SAP2000 V.14)

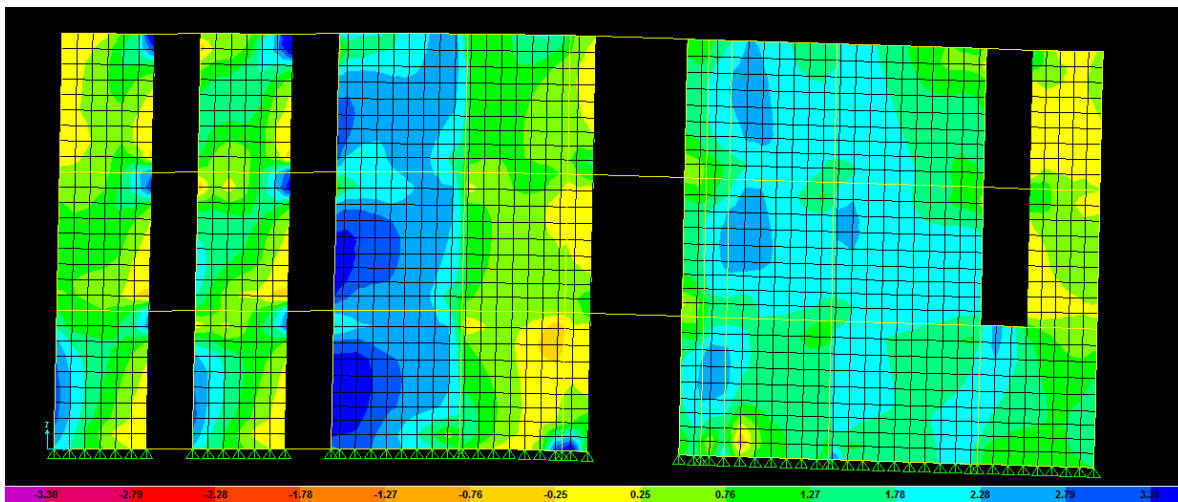


Figura 76.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 5.2574 cm (SAP2000 V.14)

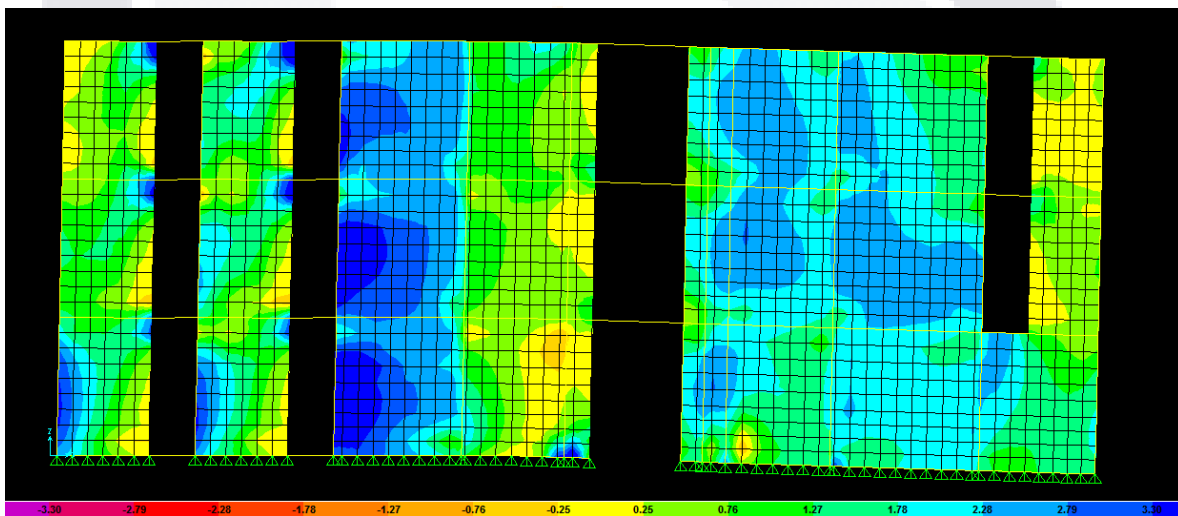


Figura 77.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 6.085 cm (SAP2000 V.14)

Se muestra a continuación la variación de los esfuerzos máximos del muro del eje 14 con forme se va asignando un mayor asentamiento al muro:

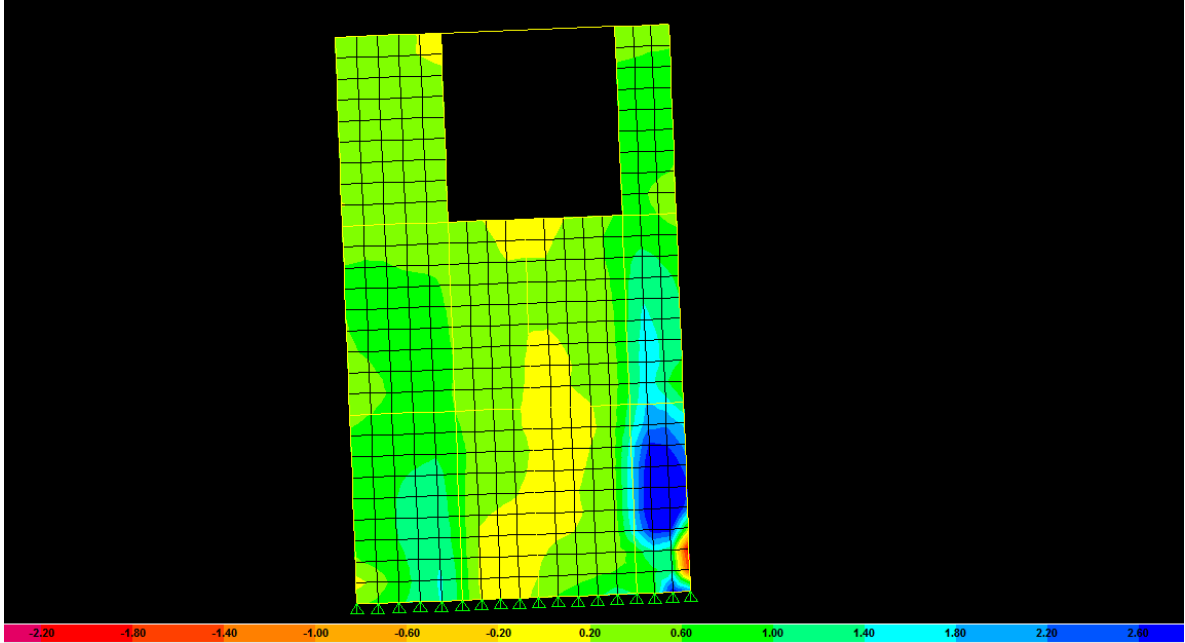


Figura 78.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 4 Asentamiento 4.6875 cm (SAP2000 V.14)

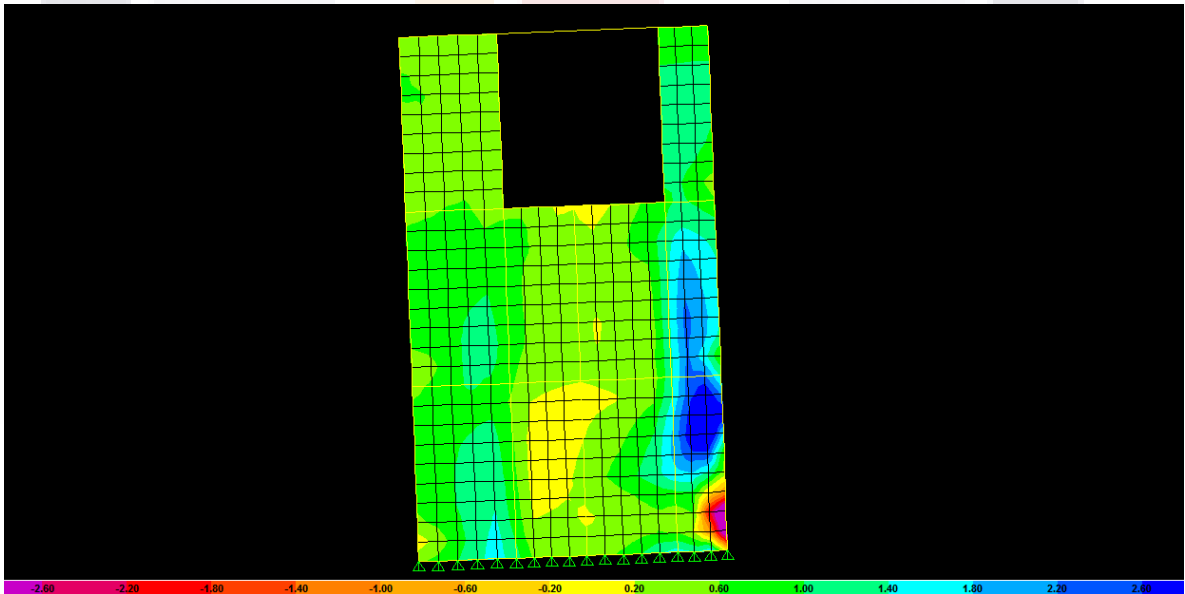


Figura 79.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 5 Asentamiento 6.1875 cm (SAP2000 V.14)

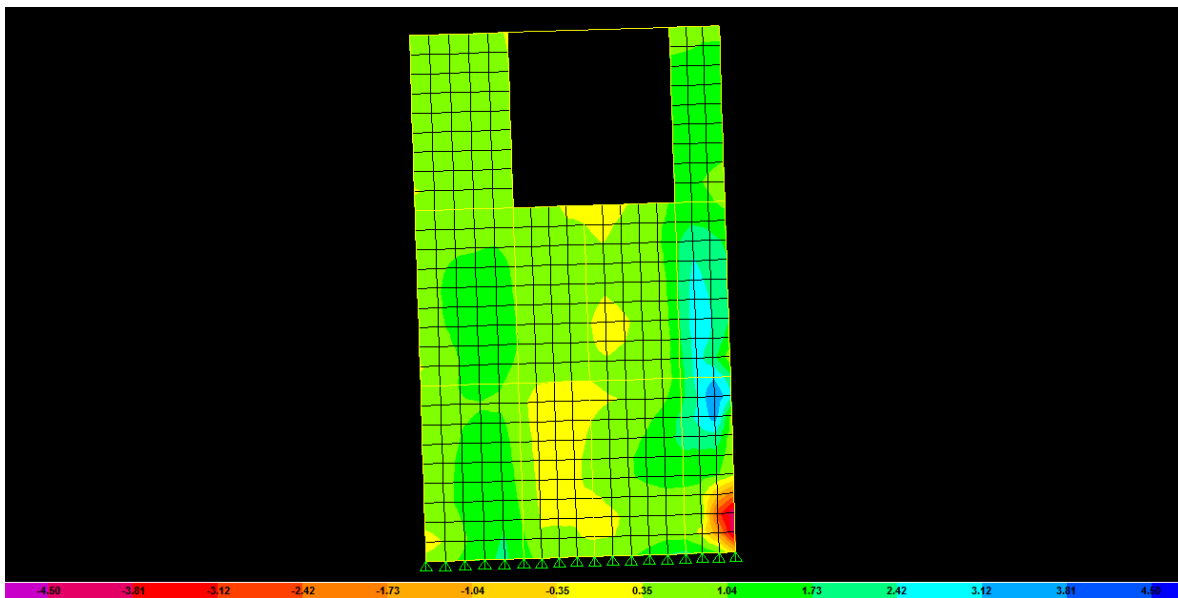


Figura 80.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 7.6875 cm (SAP2000 V.14)

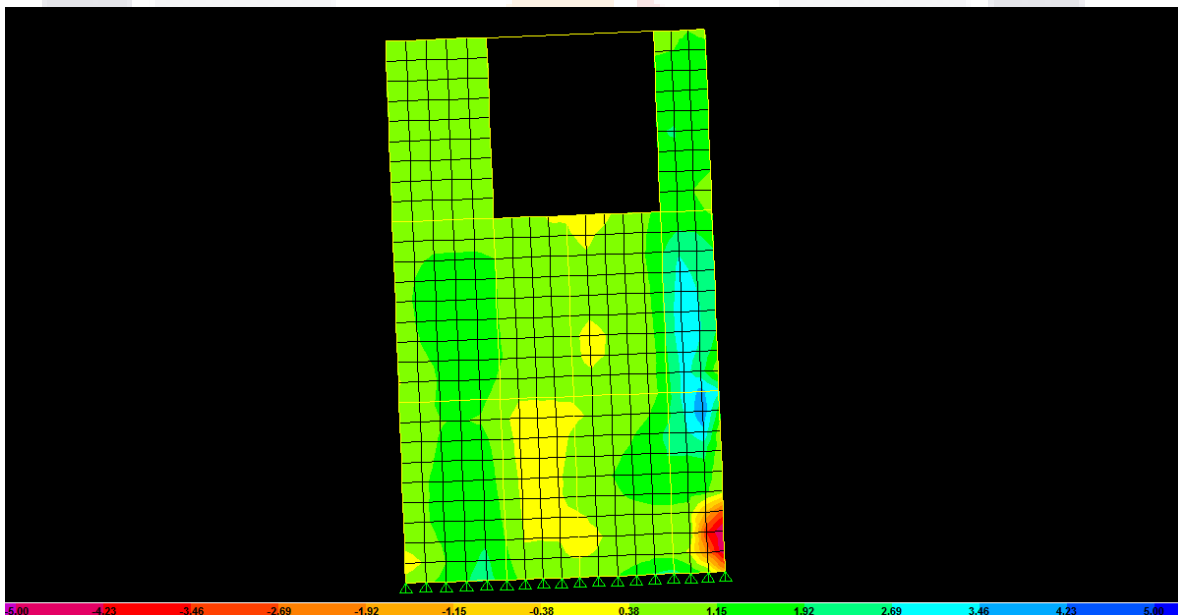


Figura 81.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 7 Asentamiento 9.1875 cm (SAP2000 V.14)

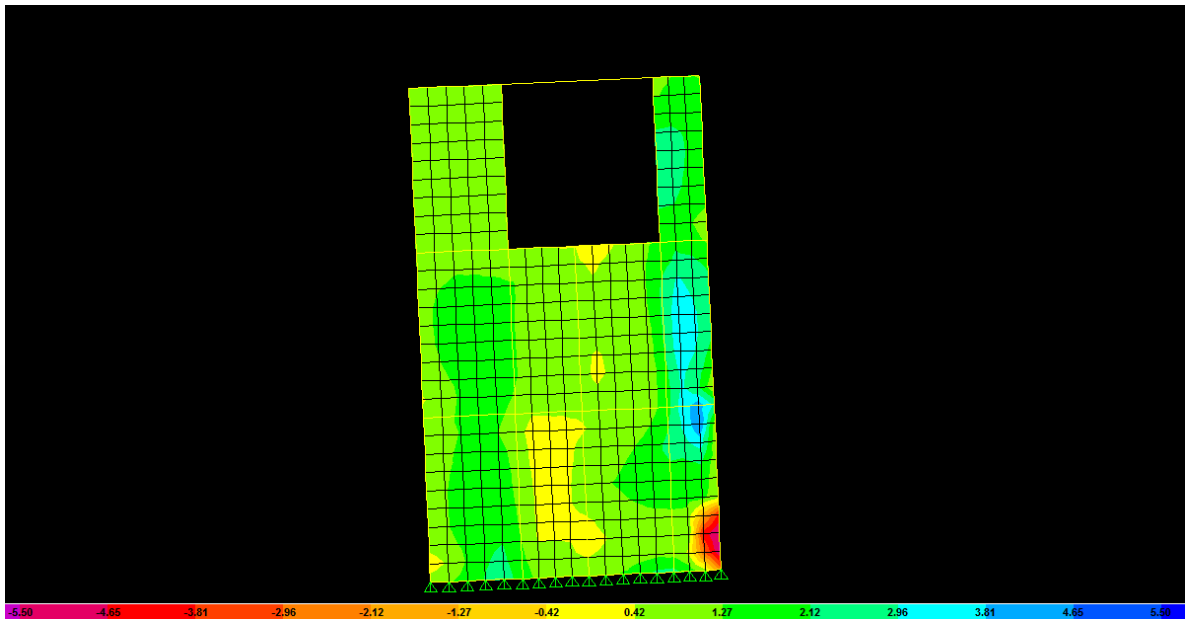


Figura 82.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 8 Asentamiento 10.6875 cm (SAP2000 V.14)

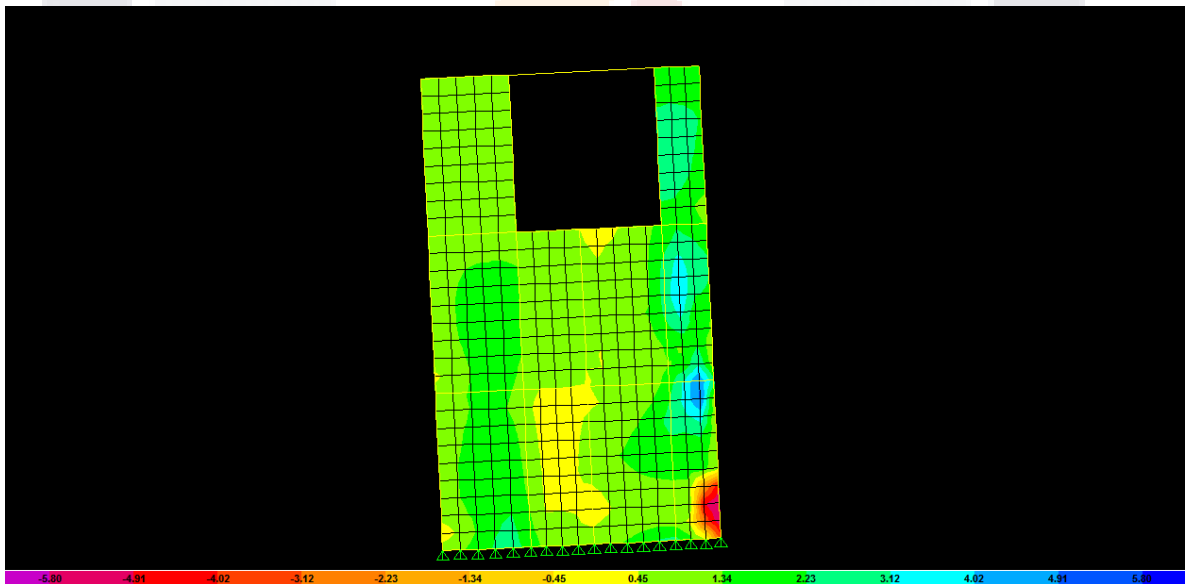


Figura 83.- Evolución de Esfuerzos Máximos en Muro Eje C Correspondiente al Análisis Pull-down Paso 6 Asentamiento 11.4501 cm (SAP2000 V.14)

Los asentamientos para los cuales el programa interrumpió el análisis fueron en promedio de 6.2 cm excepto para el muro del eje 14 que finalizó con un hundimiento de 11.45 cm.

Se realizó una comparativa de los diagramas de isovalores de esfuerzos para el asentamiento máximo que presentó cada muro agregando los agrietamientos que se

levantaron en cada muro, con la finalidad de realizar una correlación de los esfuerzos máximos que se observan en los muros con los agrietamientos. En las figuras de la 84 a la 87 se presentan los resultados de la superposición de las grietas en los muros para los esfuerzos máximos los cuales son se tensión y compresión, observándose que la mayoría de los agrietamientos son diagonales y correspondientes a la zona del hundimiento.



Figura 84.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje F

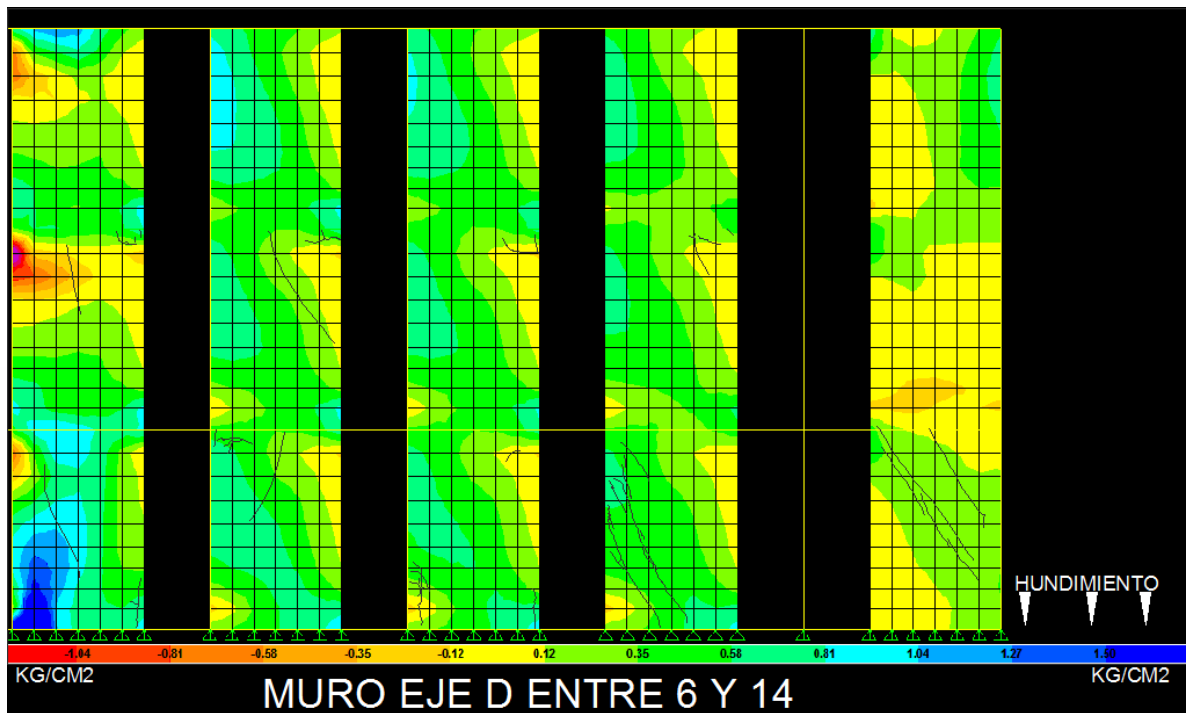


Figura 85.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje D

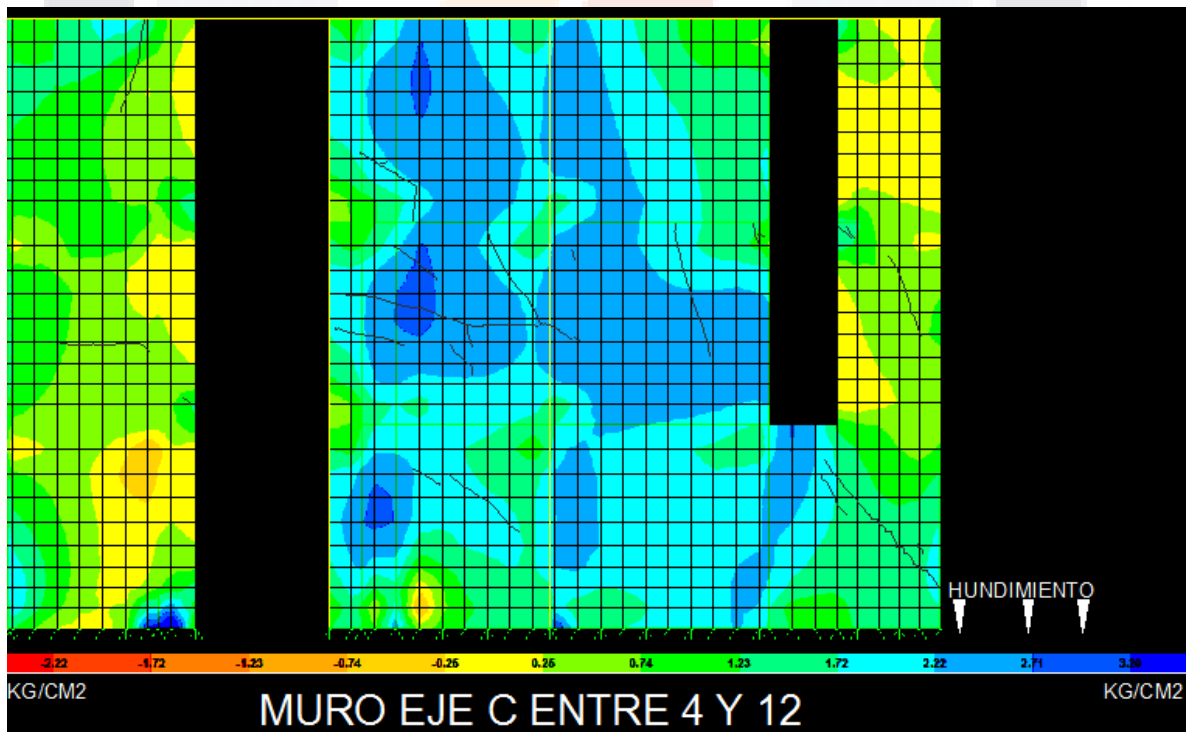


Figura 86.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje C

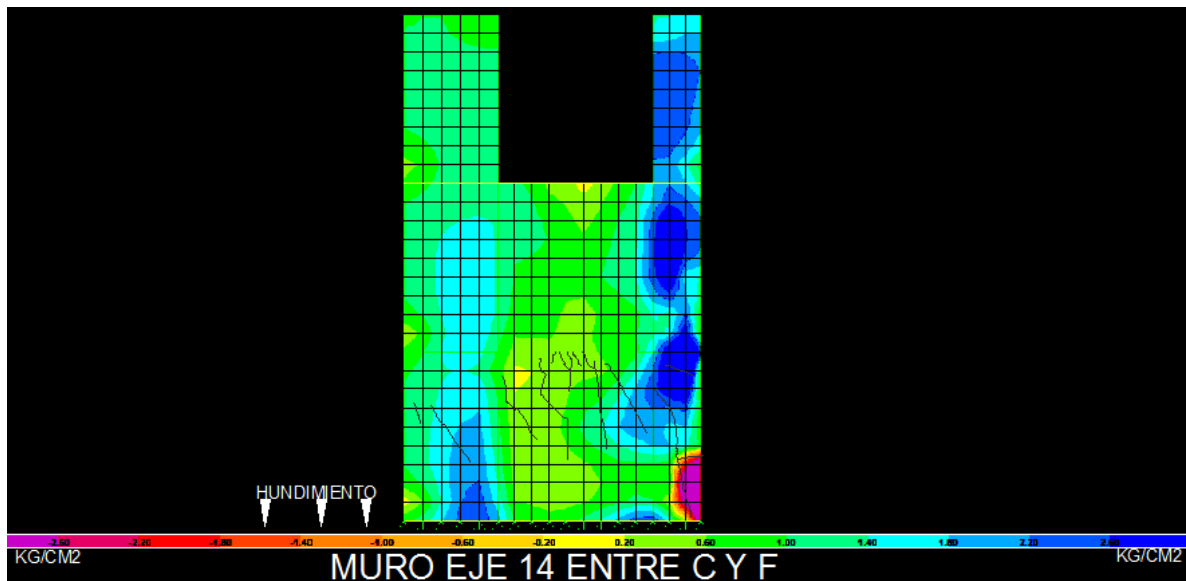


Figura 87.- Superposición de Agrietamientos con Respecto a los Esfuerzos Máximos para el Muro del Eje 14

3.4.4 Curvas de Fragilidad

Para la construcción de las curvas de fragilidad se utilizó un Método Analítico Probabilista, el cual se basó en los modelos de elemento finito generados para cada muro de la edificación. Empleando la distorsión angular como un parámetro indicador del daño estructural que presentaban los muros basándonos en lo indicado en las investigación realizada por Astroza y Schmidt (2004) en muros de mampostería y asociando estas distorsiones a los niveles de esfuerzos máximos a tensión generados para cada porcentaje de distorsión angular observada en cada paso del análisis Pull-down. Para esto se definieron tres estados de daños los cuales son Leve, Moderado y Completo, relacionando los esfuerzos de tensión máximos observados en los muros con valores de $0.5Esf. Max$, $0.7Esf.Max$ y $Esf.Max$ para cada uno de los estados de daño mencionados anteriormente y correlacionándolos con las distorsiones angulares que presentaban los muros. En la Tabla 3.13 se muestran los estados de daño asociados a su magnitud y parámetros para su estimación.

Tabla 3.15.- Estado de Daño para Muro de Mampostería de Tabique de Barro Recocido

Estados Límite de Daño	Magnitud	Parámetro	Estados Límite de Daño (Astroza y Schmidt, 2004)
ELD-1	Leve	0.5 Esf. Max.	ELS a ELDC
ELD-2	Moderado	0.7 Esf. Max.	ELR
ELD-3	Completo	Esf. Max.	ELU

Así mismo se construyeron curvas de fragilidad para muros de mampostería de piezas de concreto con resistencia a la compresión $f_m^*=80 \text{ Kg/cm}^2$; para muros de mampostería a base de block liso 15 de concreto con resistencia a la compresión $f_m^*=60 \text{ Kg/cm}^2$ y para muros de tabique de barro con huecos verticales con una resistencia a la compresión $f_m^*=40 \text{ Kg/cm}^2$. Siguiendo el procedimiento establecido anteriormente para generar las curvas de fragilidad por subsidencia de cada uno de los muros.

Las curvas de fragilidad se construyeron utilizando una distribución de probabilidad logaritmo normal la cual tiene la siguiente función de densidad de probabilidad:

$$F(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \frac{1}{X} \exp\left(-\frac{(\ln X - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) ; X \geq 0$$

Donde μ y σ son la media y la desviación estándar de la variable X . Los esfuerzos máximos a tensión que presenta la mampostería para cada uno de estos muros y el hundimiento máximo asociado a este esfuerzo obtenido del análisis pull-down se muestra en la Tabla 3.14, mientras que en las Tablas de la 3.15 a la y 3.19 se muestran los resultados obtenidos de la media y la desviación estándar, así como su logaritmo natural con los cuales se construyeron las curvas de fragilidad.

Tabla 3.16.- Esfuerzos Máximos y Hundimientos Máximos en Muros de Mampostería

Muro de Mampostería	Esfuerzo Máximo a Tensión (Kg/cm ²)	Hundimiento Máximo (cm)
Tabique de Barro Recocido	3.38	6.40
Piezas de Concreto	19.44	10.19
Block Liso de Concreto 15	14.39	8.77
Tabique de Barro con Huecos Verticales	10.28	8.72

Tabla 3.17.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Tabique de Barro Recocido Analizados con el Método Pull-Down

Modelo	% Distorsión asociada a:			Ln(%) Distorsión asociada a:		
	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf. Max.	Esf. Max	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf. Max.	Esf. Max
Muro de Tabique Rojo Recocido 7x14x28 cm Confinado con Dalas y Castillos	0.009%	0.306%	1.014%	-9.302	-5.790	-4.591
	0.015%	0.354%	1.195%	-8.797	-5.644	-4.427
	0.024%	0.499%	1.514%	-8.327	-5.301	-4.190
	0.029%	0.516%	1.736%	-8.156	-5.266	-4.054
	0.030%	0.757%	1.753%	-8.103	-4.884	-4.044
	0.038%	0.947%	2.241%	-7.882	-4.660	-3.798
	0.039%	0.980%	2.292%	-7.841	-4.625	-3.776
	0.042%	1.130%	2.316%	-7.768	-4.483	-3.765
	0.045%	1.181%	2.372%	-7.702	-4.439	-3.741
	0.051%	1.395%	2.400%	-7.575	-4.272	-3.730
	0.056%	1.444%	2.681%	-7.490	-4.238	-3.619
	0.069%	1.612%		-7.277	-4.128	
	0.069%	1.728%		-7.272	-4.058	
	0.069%	1.843%		-7.272	-3.994	
	0.082%	1.908%		-7.105	-3.959	
	0.136%	1.926%		-6.600	-3.950	
	0.155%			-6.469		
	0.218%			-6.131		
	0.228%			-6.083		
	0.257%			-5.964		
	0.258%			-5.959		
	0.272%			-5.906		
	0.340%			-5.685		
	0.354%			-5.644		
	0.378%			-5.579		
	0.381%			-5.571		
	0.407%			-5.504		
	0.411%			-5.495		
0.462%			-5.377			
0.488%			-5.323			
0.503%			-5.293			

Tabla 3.18.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Tabique de Barro Recocido Analizados con el Método Pull-Down (Continuación)

Modelo	% Distorsión asociada a:			Ln(%) Distorsión asociada a:		
	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf. Max.	Esf. Max	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf. Max.	Esf. Max
Muro de Tabique Rojo Recocido 7x14x28 cm Confinado con Dalas y Castillos	0.503%			-5.293		
	0.514%			-5.270		
	0.604%			-5.109		
	0.622%			-5.080		
	0.625%			-5.075		
	0.625%			-5.075		
	0.642%			-5.049		
	0.668%			-5.008		
	0.717%			-4.937		
	0.719%			-4.935		
	0.755%			-4.886		
	0.769%			-4.868		
	0.873%			-4.741		
	0.944%			-4.663		
	0.950%			-4.657		
	0.983%			-4.623		
	1.057%			-4.550		
	1.175%			-4.444		
	1.180%			-4.440		
	1.181%			-4.439		
1.283%			-4.356			
1.297%			-4.345			
1.397%			-4.271			
1.604%			-4.133			
1.736%			-4.054			
2.170%			-3.830			
Media (μ)	0.0055	0.0116	0.0196	-5.8445	-4.6057	-3.9760
Desviación	0.0050	0.0054	0.0052	1.3765	0.5876	0.3012

Tabla 3.19.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Piezas de Concreto Analizados con el Método Pull-Down

Modelo	% Distorsión asociada a:			Ln(%) Distorsión asociada a:		
	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf. Max.	Esf. Max	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf. Max.	Esf. Max
Muro de mampostería de piezas de concreto	0.0302%	0.5138%	0.7810%	-8.104	-5.271	-4.852
	0.0574%	0.6498%	0.8216%	-7.463	-5.036	-4.802
	0.0846%	0.9756%	1.4830%	-7.076	-4.630	-4.211
	0.1117%	1.2339%	1.5601%	-6.797	-4.395	-4.160
	0.1389%	1.8056%	2.2986%	-6.579	-4.014	-3.773
	0.1511%	1.8180%	2.3611%	-6.495	-4.007	-3.746
	0.2720%	2.1850%	2.9861%	-5.907	-3.824	-3.511
	0.2870%	2.4020%	3.5890%	-5.854	-3.729	-3.327
	0.3929%	2.8870%	3.7757%	-5.539	-3.545	-3.277
	0.4228%	3.0371%		-5.466	-3.494	
	0.5165%			-5.266		
	0.5586%			-5.187		
	0.6944%			-4.970		
	0.7461%			-4.898		
	0.7610%			-4.878		
	1.0055%			-4.600		
	1.0992%			-4.511		
	1.2500%			-4.382		
	1.4374%			-4.242		
	1.4524%			-4.232		
1.8993%			-3.964			
Media (μ)	0.0064	0.0175	0.0218	-5.5433	-4.1946	-3.9622
Desviación Estandar (σ)	0.0053	0.0085	0.0105	1.1335	0.5858	0.5535

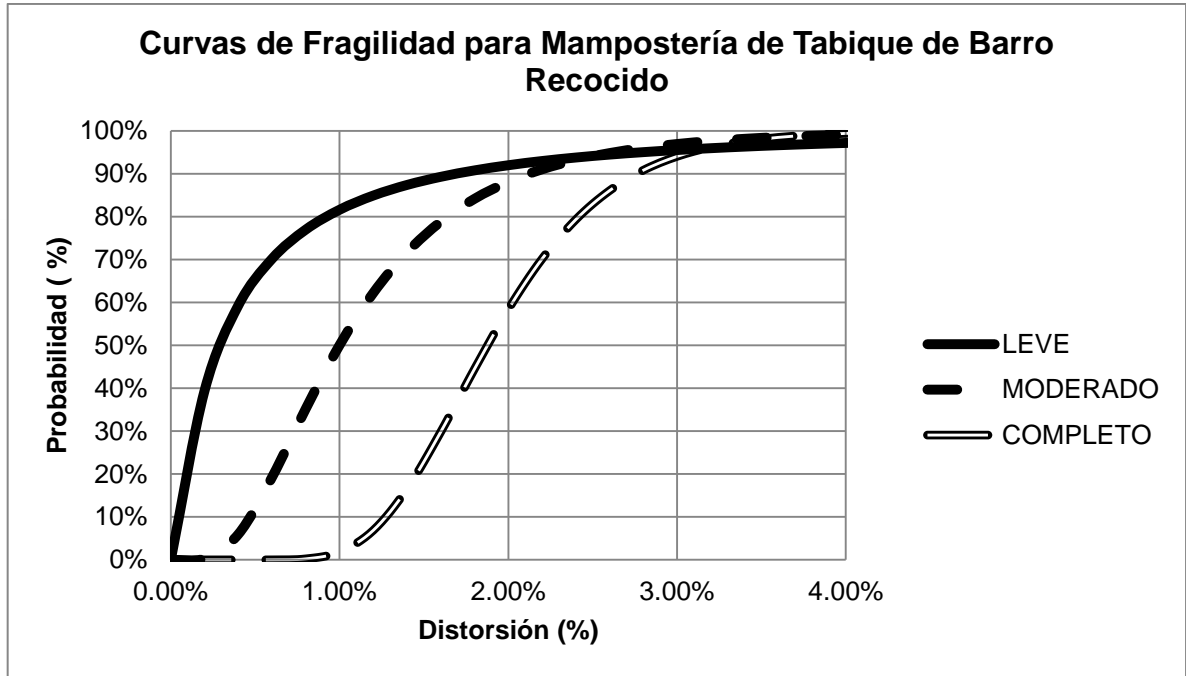
Tabla 3.20.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Block Liso 15 de Concreto Analizados con el Método Pull-Down

Modelo	% Distorsión asociada a:			Ln(%) Distorsión asociada a:		
	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf.Max.	Esf.Max	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf.Max.	Esf.Max
Muro de mampostería de block liso 15 de concreto	0.0302%	0.5138%	0.6347%	-8.104	-5.271	-5.060
	0.0574%	0.9756%	0.7073%	-7.463	-4.630	-4.951
	0.0846%	1.4374%	1.2052%	-7.076	-4.242	-4.419
	0.1117%	1.7757%	1.3431%	-6.797	-4.031	-4.310
	0.1389%	1.8056%	1.9790%	-6.579	-4.014	-3.923
	0.1511%	1.8993%	2.3611%	-6.495	-3.964	-3.746
	0.2720%	2.3462%	2.6137%	-5.907	-3.752	-3.644
	0.2870%		2.9167%	-5.854		-3.535
	0.3929%		3.2506%	-5.539		-3.426
	0.4228%			-5.466		
	0.5165%			-5.266		
	0.5586%			-5.187		
	0.6944%			-4.970		
	0.7461%			-4.898		
	0.7610%			-4.878		
1.0055%			-4.600			
1.0992%			-4.511			
1.2500%			-4.382			
1.4524%			-4.232			
Media (μ)	0.0053	0.0154	0.0189	-5.6949	-4.2721	-4.1127
Desviación Estandar (σ)	0.0042	0.0057	0.0091	1.0847	0.4806	0.5704

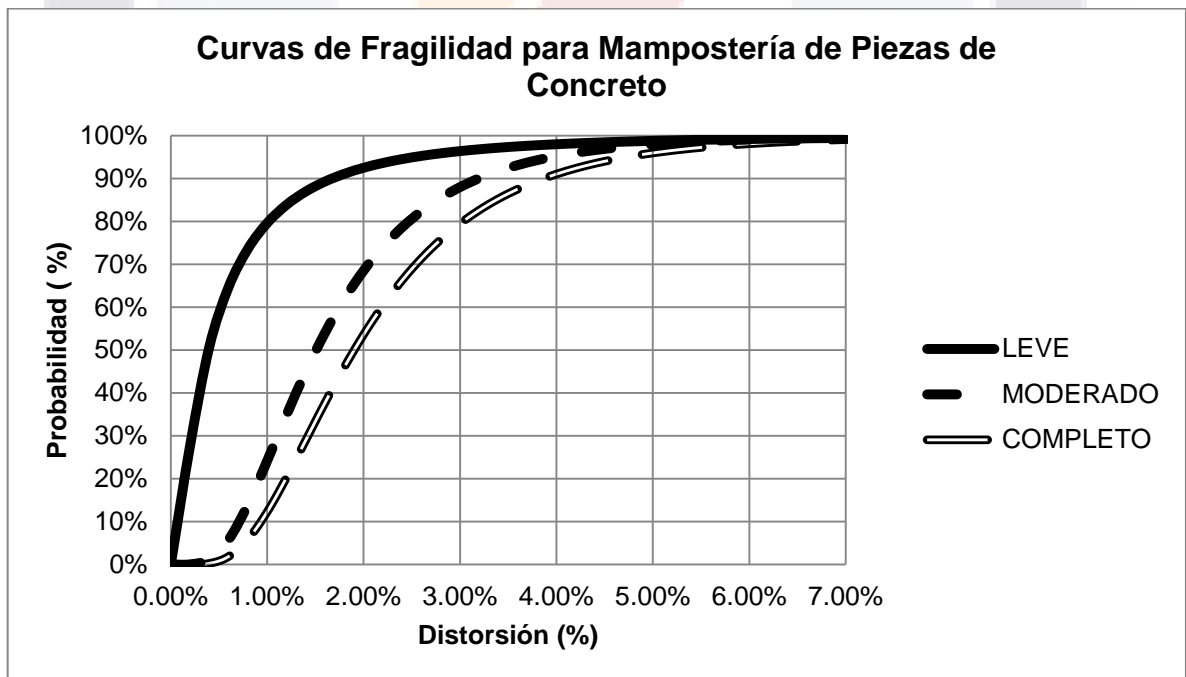
Tabla 3.21.- Esfuerzo Asociado a Cada Distorsión Angular de los Muros de Mampostería de Tabique de Barro con Huecos Verticales Analizados con el Método Pull-Down

Modelo	% Distorsión asociada a:			Ln(%) Distorsión asociada a:		
	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf.Max.	Esf.Max	0.5 Esf. Max.	0.7 Esf.Max.	Esf.Max
Muro de mampostería de tabique de barro con huecos verticales	0.0302%	1.8056%	2.36%	-8.104	-4.014	-3.746
	0.0574%	1.8993%	2.92%	-7.463	-3.964	-3.535
	0.0846%	1.4374%	3.23%	-7.076	-4.242	-3.433
	0.1117%	0.7461%	2.35%	-6.797	-4.898	-3.752
	0.1389%	0.3929%	2.60%	-6.579	-5.539	-3.650
	0.1511%		1.78%	-6.495		-4.031
	0.2720%		1.97%	-5.907		-3.929
	0.2870%		0.98%	-5.854		-4.630
	0.4228%		1.21%	-5.466		-4.419
	0.5165%		1.33%	-5.266		-4.316
	0.5586%		0.51%	-5.187		-5.271
	0.6944%		0.63%	-4.970		-5.060
	0.7610%		0.70%	-4.878		-4.958
	1.0055%			-4.600		
	1.0992%			-4.511		
1.2500%			-4.382			
1.4524%			-4.232			
Media (μ)	0.0052	0.0126	0.0215	-5.7509	-4.5316	-3.9027
Desviación Estandar (σ)	0.0044	0.0059	0.0071	1.1283	0.6040	0.3770

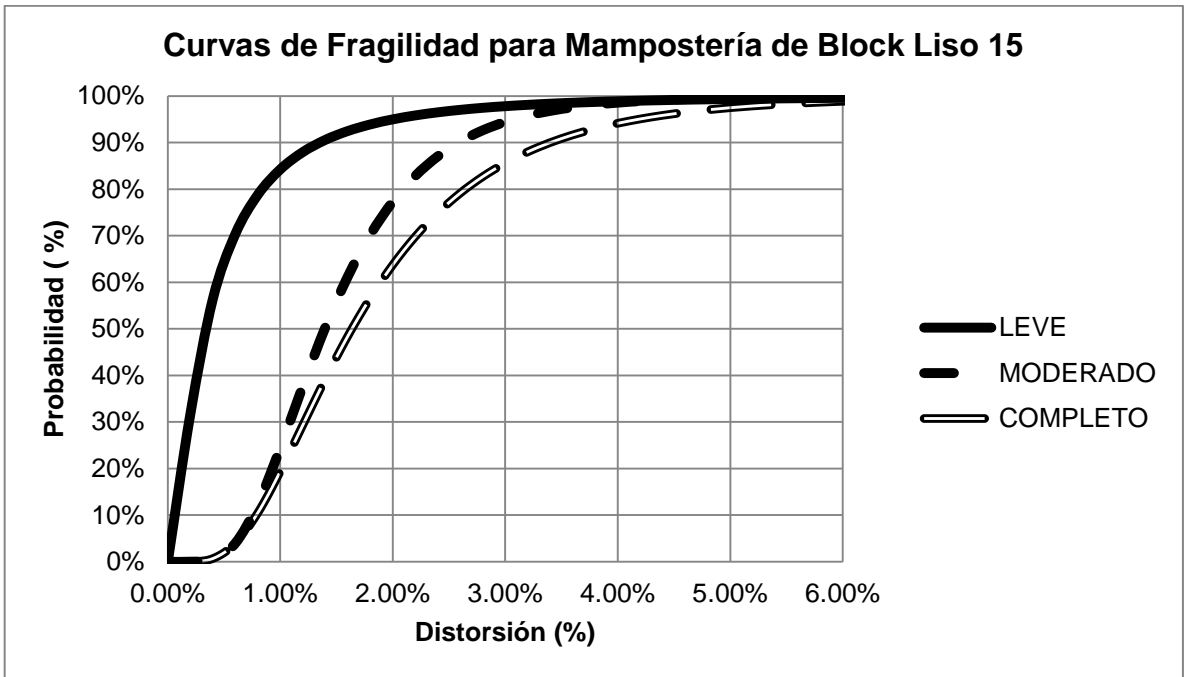
A continuación se muestran las gráficas de la 57 a la 60 de las curvas de vulnerabilidad obtenidas para cada tipo de muro mediante el análisis pull-down:



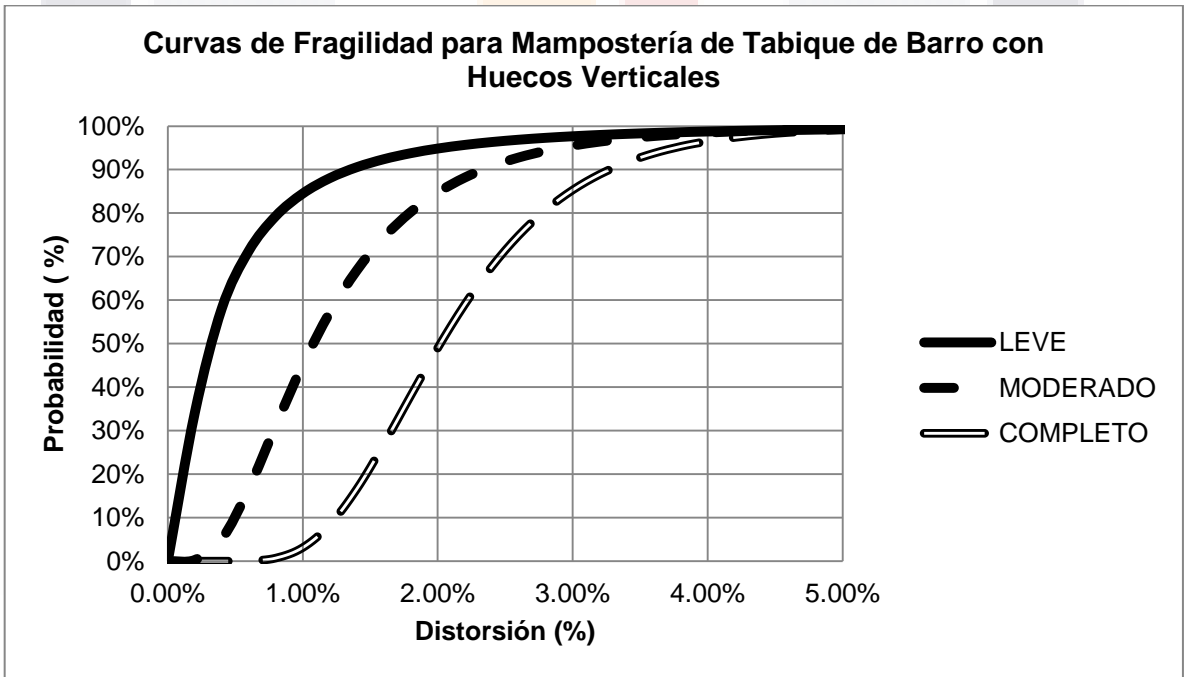
Gráfica 57.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Tabique de Barro Recocido



Gráfica 58.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Piezas de Concreto



Gráfica 59.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Block Liso 15



Gráfica 60.- Curvas de Fragilidad para Mampostería de Tabique de Barro con Huecos Verticales

Estas graficas representan la probabilidad que existe de que un muro sufra un nivel de daño asociado a la distorsión angular que se genere debido a hundimientos diferenciales del terreno.

Capítulo 4 Conclusiones

- 1) En base al monitoreo de la Falla Oriente mediante dos secciones con un total de 33 puntos de monitoreo se encontraron hundimientos del terreno con magnitudes totales durante los cinco meses de estudio de 10.5 mm, 11.5 mm y 13.5 mm, siendo estos los más significativos, estas deformaciones son consistentes y muy similares en ambas secciones.
- 2) Los resultados del monitoreo de la falla muestran que la zona más activa es la del bloque de techo ya que en esta fue donde se registraron los valores más importantes de subsidencia los cuales se presentaron de manera notable a partir del escarpe de la falla y continuando hacia el este.
- 3) Con las mediciones realizadas se determinó un ancho de afectación a ambos lados de la falla donde una construcción puede ser afectada por los efectos de subsidencia del terreno de aproximadamente de 52 m iniciando en los puntos AP-6 y B-P7 y finalizando en los puntos A-P17 y B-P16 para la sección A y B respectivamente.
- 4) Debido a que los hundimientos más grandes registrados se presentaron en los puntos más alejados del escarpe de la falla hacia el este sería importante continuar con esta investigación y realizar un monitoreo más amplio de esta falla para definir en lo posible un atlas de riesgo por subsidencia asociado a los efectos generados por los fracturamientos del terreno, lo cual sería de vital importancia para la planeación y desarrollo urbano de la ciudad.
- 5) En lo que corresponde al monitoreo del Edificio de Filosofía y en base a los resultados obtenidos se determinaron deformaciones horizontales máximas en los muros fisurados de 0.06 cm y de 0.04 cm en el sentido vertical, para un periodo de monitoreo de un 381 días, las cuales se registraron entre los meses de julio y septiembre del 2015 correspondiendo estos meses con la temporada de lluvias que se presenta en el estado.

6) Con respecto a la realización de las nivelaciones diferenciales se pudieron registrar levantamientos de 2 mm durante los cinco meses de monitoreo presentándose estos en los puntos SA-P5 y SA-P6 para la sección SA y en los puntos SB-P8 y SB-P9 para la sección SB, lo cual podría tener correlación con el levantamiento de las piezas de piso observado en la inspección visual y lo narrado por los habitantes del edificio, así como asociado a un posible mecanismo de falla del suelo que soporta la cimentación el cual podría ser del tipo *falla por corte local del suelo* el cual se presenta en arenas medias y flojas y en arcillas suaves y tiene la característica de un marcado hufamiento del suelo a los lados de la cimentación lo que podría explicar los levantamientos del terreno registrados en las nivelaciones; esta no produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

7) La conclusión 6 es congruente con lo encontrado mediante la exploración geofísica de resistividad eléctrica. Los resultados de la prueba muestran que existe una capa de material con importante resistividad eléctrica, que se puede asociar al suelo limo-arenoso cementado con carbonatos de calcio encontrado en la excavación realizada en el pasillo del edificio el cual cuenta con aproximadamente 1 m de espesor, teniendo la hipótesis de que en este suelo se desplanto el edificio.

Sin embargo debajo del estrato limo-arenoso cementado se encontró una capa de suelo orgánico de color negro de aproximadamente 60 cm de espesor, el cual es congruente con una anomalía de baja resistividad observada en los resultados de la prueba geofísica realizada a la misma profundidad que el estrato de suelo con contenido orgánico.

8) La información generada sugiere que debido a los cambios de humedad que el estrato con contenido orgánico presenta durante la estación húmeda del año, se genera una reducción en su capacidad de carga consolidándose debido a las cargas transmitidas por la cimentación provocando que el estrato superior también se deforme induciéndole asentamientos diferenciales a la estructura. Dichos asentamientos diferenciales son los causantes de los agrietamientos observados en

los muros de mampostería del edificio y no debido a la existencia de una falla o fracturamiento del terreno asociado a subsidencia como se creyó en un inicio de la investigación.

- 9) En lo correspondiente al análisis numérico del edificio mediante elemento finito empleando el programa Sap2000 V. 14 fue un reto importante dado que en una primer instancia se modelo el edificio en 3D sin embargo debido al gran costo de tiempo computacional se decidió por modelar los muros más representativos del edificio y con esto cumplir con los objetivos establecidos. Se modelaron los tres principales muros longitudinales de carga correspondientes a los ejes F, C y D, así como el muro del eje 14, siendo estos también los que presentaban más daños por agrietamientos.
- 10) El análisis por medio de elemento finito utilizando la técnica Pull-down es una herramienta que puede ser de gran ayuda para evaluar el comportamiento y desempeño de una estructura afectada por problemas de subsidencia, así como para la generación de las curvas de fragilidad para edificaciones específicas o para un grupo de estas con las cuales se pueda evaluar de manera cuantitativa su nivel de daño y de una manera determinar el nivel de vulnerabilidad que estas presentan ante el fenómeno de subsidencia del terreno natural.

De acuerdo a las curvas de vulnerabilidad obtenidas para los distintos muros de mampostería se llegó a la conclusión de que los muros de mampostería modelados con las propiedades del tabique de barro recocido es el más vulnerable ante los hundimientos inducidos mediante el método Pull-Down de análisis, ya que para una distorsión angular del 4% el muro de tabique de barro presento una probabilidad del 99 % de sufrir un daño completo, mientras que los muros modelados con las propiedades del tabique de barro con huecos verticales para la misma distorsión angular presentaron un 97% de probabilidad de que tuviera un daño completo; así mismo para los muros modelados con las características mecánicas del block liso 15 para la distorsión del 4% presentaron una probabilidad

de sufrir un daño completo del 94% y finalmente los muros que presentaron una menor probabilidad de sufrir daños bajo la distorsión angular del 4% fueron los muros modelados con las propiedades mecánicas de las piezas de concreto con un 91% de probabilidad.



Referencias:

Arroyo Contreras, G. M., Zermeño de León, M. E., Castañeda Alvarado, J. A. (2004). *El agrietamiento en Aguascalientes causas y efectos*. Aguascalientes, México: Universidad Autónoma de Aguascalientes.

Astroza I., M., y Schmidt A., A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, enero-junio, 59-75.

ATC-58-1 (2011). *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 Methodology*. Redwood City, California, E.U.A: Applied Technology Council. U.S. Department of Homeland Security (DHS).

Bénard Calva, S. M. (2004). *Habitar una ciudad en el interior de México. Reflexiones desde Aguascalientes*. Aguascalientes, México: CIEMA, A.C. y Universidad Autónoma de Aguascalientes.

Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis Doctoral, UPC, Barcelona, España.

Broto i Comerma, C. (2006) *Patología de los materiales de construcción*. Barcelona, España: Links.

Castañeda Molina, H., Murillo Méndez, M. A., Fuentes López, J. A. y Monsiváis Santoyo, J. P. (1995). Comentarios al Estudio de Fallas y Fracturas Geológicas de la Ciudad de Aguascalientes. *Investigación y Ciencia UAA*, 14, 40-43.

Cázares Adame, J. U. (2013). *Estimación de la vulnerabilidad sísmica para estructuras de mampostería considerando la calidad en la supervisión*. Tesis de Maestría, UNAM, D.F., México.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (2014). Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México. *Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana*. 97-100.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (2014). Evaluación de la vulnerabilidad física y social. *Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos*. 1-72.

Cubillos, A. (2007). *Introducción al Método de los elementos finitos*. Ibagué, Colombia: Universidad de Ibagué – Prog. Ingeniería Mecánica.

da Fonseca Lopes, Z. A. (2011). *El método de los elementos finitos: una introducción*. Vereda del Lago, Maracaibo, Venezuela: Fondo Editorial Biblioteca Universidad Rafael Urdaneta.

Gobierno del D.F. (2004). *Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal*. México, D.F.: Gaseta Oficial del Distrito federal.

Gobierno del Estado de Aguascalientes. (2016). *Código Municipal de Aguascalientes*. México, Aguascalientes: Periódico Oficial del Gobierno del Estado.

Hernández Castillo, L. A. (2015). *Investigación experimental sobre el comportamiento estructural de construcciones a base de perfiles de acero rolado en frío de pared delgada afectadas por hundimientos diferenciales*. Tesis Doctoral, UAA, Aguascalientes, México.

Instituto Nacional de Prevención Sísmica (2015). *Fallas Geológicas*. Recuperado de <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf>

Láriz Medina, M. de J. (2013). *Análisis de daños estructurales en edificaciones por discontinuidades geológicas superficiales en la comunidad de Pabellón de Hidalgo, Rincón de Romos, Aguascalientes*. Tesis de Maestría, UAA, Aguascalientes, México.

Maldonado Rondón, E., Chio Cho, G. y Gómez Araujo, I. (2007). Índice de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería basado en la opinión de expertos. *Ing. Univ. Bogotá, Colombia, 11* (2), 149-168.

Métodos Geofísicos. (2016). *Métodos Geofísicos*. Recuperado de ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Fundaciones/Exposiciones%20estudiantes/metodos%20geofisicos.pdf.

Moreno González, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis Doctoral, UPC, Barcelona, España.

Otero Pereiro, L. L. (2006). Aprendiendo sobre el método de los elementos finitos. *Ingeniería Mecánica 3* (2006) 7-17.

Pacheco Martínez, J. (2007). *Modelo de subsidencia del Valle de Querétaro y predicción de agrietamientos superficiales*. Tesis Doctoral, UNAM, Querétaro, México.

Pacheco Martínez, J., Ortíz Lozano, J. A., Zermeño De León, M. E., Mendoza Otero, E. (2011). Líneas de Investigación Vigentes y Pertinentes en Subsidencia y Generación de Agrietamientos. *1er Foro Internacional de los Ámbitos Antrópicos*. 0-14.

Pacheco Martínez, J., Zermeño de León, M. E., Mendoza Otero, E. y de Alba Obregón, R. (2012). *Zonificación del Peligro por Subsidencia: Caso Aguascalientes*. Aguascalientes, México: Universidad Autónoma de Aguascalientes.

Pacheco Martínez, J., Hernández Marín, M., J. Burbey, T., González Cervantes, N., Ortíz Lozano, J. A., Zermeño De León, M. E. y Solís Pinto, A. (2013). Land subsidence and ground failure associated to groundwater exploitation in the Aguascalientes Valley, México. *Engineering Geology*, 164, 172-186.

Prokopovich, N. P. (1986). Classification of land subsidence by origin. *In Proceedings of the 3rd international symposium on land subsidence*, 151, 281-290.

Ramírez Cortés, A. (2015). *Evaluación de patologías y desempeño estructural en viviendas afectadas por el fenómeno de subsidencia en la localidad de Jocotepec, Jalisco, México*. Tesis Doctoral, UAA, Aguascalientes, México.

Ramírez de Alba, H., Pichardo Lewenstein, B. y Arzate Cruz, S. P. (2007). Estimación de la vulnerabilidad sísmica de viviendas en zonas urbanas. Ingeniería, *Revista Académica de la FI-UADY*, 11(1), 13-23.

Rodríguez Castillo, R. y Rodríguez Velázquez, I. (2006). Consecuencias sociales de un desastre inducido, subsidencia. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 48(2), 266-269.

Servicio Geológico Mexicano. (2016). *¿Qué es la Geofísica?*. Recuperado de http://www.sgm.gob.mx/index.php?option=com_content&task=view&id=82&Itemid=83.

Sistema de Información de Fallas Geológicas y Grietas (2009). *Ficha estadística de fallas*. Decreto 185-01 Periódico oficial del estado de Aguascalientes.

Tomás, R., Herrera, G., Delgado, J. y Peña, F. (2009). Subsidencia del terreno. *Enseñanzas de las Ciencias de la Tierra*, 173, 295-302.

Tomás R., Delgado J., López-Sánchez J.M., (2005). Técnicas de ingeniería cartográfica empleadas en el estudio de subsidencia y movimientos de ladera: principales características y análisis comparativo, Universidad de Alicante, España.