

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA
UNAN-MANAGUA
Recinto Universitario “Rubén Darío”
Facultad de Ciencias e Ingenierías
Departamento de Construcción
Ingeniería Civil**



Tesis Monográfica para optar al Título de Ingeniero Civil

**Análisis de riesgo sísmico en el recinto universitario “Rubén Darío” de la
UNAN-Managua, utilizando la herramienta de estimación de pérdidas
S.E.L.E.N.A.**

AUTORES:

Br. Kevin Deyvi Castro Romero

Br. Greybin Josué Borge Castro

TUTOR:

PhD. Edwin A. Obando.

Managua, Nicaragua

Marzo, 2016

AGRADECIMIENTO

Kevin Deyví Castro Romero



Toda este esfuerzo, dedicación y entrega es solo para demostrarte que eres la persona más importante en mi vida, y que los sacrificios que has hecho por mí, han valido un poco la pena. Te agradezco por lo que me has podido dar y por lo que no, ya que en esto radica el verdadero valor de lo que hago. Espero que leas estas palabras algún día y lo entiendas. Te Amo Mamá...

AGRADECIMIENTO

Greybín Josué Borge Castro

A Dios quien me ha formado desde el vientre de mi madre y me ha hecho crecer en fe, gracia y sabiduría.

A Mercedes Isabel Castro García (*Mi mamá*) quien humildemente me ha cultivado el amor a Dios y la búsqueda de las cosas que tienen significado, el valor de la perseverancia en medio del sufrimiento y a luchar por lo que amamos.

A Yerling Sughey Castro García (*Hermanita cariñosamente*) a quien quiero grandemente y ha sido como mi madre, quien me inculcó y mostró el ejemplo del esfuerzo, el sacrificio y espíritu de lucha por coronarme profesionalmente y ver más allá de los límites.

Al PhD. Obando quien ha sido más que un profesor, un amigo de quien he aprendido que sin dedicación y sacrificio cualquier logro es vanidad, me ha hecho ver que el conocimiento es infinito y que, para alcanzar saber un poco de ello, hay que comenzar a aprender ahora.

A personas que puedo recordar en mi vida y han sido de inspiración, ayuda y puente para alcanzar cosas mejores: Pastor y Pastora Kim, Hrn Narciso Laguna, Prof. Cruz Blandón (Que en paz descanse), Merilin López, Kevin Castro, a docentes que me han enseñado, los jóvenes del Ministerio Discípulos de Jesús, a mis compañeros de clases. Hay muchas personas más, Dios les bendiga a todos esos que han estado ahí.

DEDICATORIA

Kevin Castro



Así como también a todas aquellas personas que tuvieron involucradas en el desarrollo de esta investigación, en nuestra formación profesional, y personal del transcurso de nuestra vida universitaria.

A Migdalia Vallecillo, Greybin Borge, Juvielka Mendoza y Oscar Gonzales por sus gratos consejos y amistad incondicional.

A cada uno de nuestros amigos de la generación de Ingenieros 2011, Christian Flores, Flor Ortega, José Chaves, Alfonso Rivera, Elvis Martínez, Kerlyn Orosco, Gregorio García, Enrique Peña, Karla Carrillo, Ervin Irigoyen, Edgar Zeledón, Y a toda aquella formación táctica en el aula que volvíamos posible lo imposible... Lester López, Denis Sandoval, Jarim López, Lenin García, Eduardo Duarte, Yasser López, ellos saben muy bien de lo que hablo. Dedicados a todo ustedes.

Greybín Borge



A **Dios** Soberano, Diseñador de todo lo que vivimos...

A mi valiosa Madre Mercedes Castro.

A mis hermanos, Yerling, Erlito (q.e.p.d), Deyner, Brendy, Kevin y Dariana

A mis compañeros de Clase y amigos de toda la vida.

A Los Jóvenes del “Ministerio Discípulos de Jesús”.

Y a cada persona que me ha enseñado a vivir, a crecer y conocer, a valorar lo verdaderamente importante y a pagar el precio por lo que se quiere.

INDICE

AGRADECIMIENTO	II
DEDICATORIA	IV
INDICE.....	V
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABLAS.....	X
RESUMEN	XI
ABSTRACT	XII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2. ANTECEDENTES	3
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES	5
2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.	7
2.1. GENERAL.....	7
2.2. ESPECÍFICOS.....	7
3. ÁREA DE ESTUDIO.	8
3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA CIUDAD DE MANAGUA.....	8
3.2. CONSIDERACIONES DEL ÁREA EN ESTUDIO, UNAN-MANAGUA.....	8
3.3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.....	10
3.3.1. <i>Marco geológico-estructural regional</i>	10
3.3.2. <i>Marco geológico-estructural en el área de Managua</i>	10
3.3.3. <i>Estratigrafía de Managua</i>	11
3.3.4. <i>Fallas geológicas y lineamientos</i>	13
3.3.4.1. Fallas que delimitan el Graben de Managua.....	14
3.3.4.2. Conjunto de fallas al interior del Graben de Managua	14
3.3.4.3. Descripción de las Fallas principales de Managua.....	16
3.4. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE MANAGUA.....	17
3.4.1. <i>Sismicidad Histórica</i>	17
3.4.2. <i>Sismicidad Actual</i>	18
3.4.3. <i>Terremotos Históricos</i>	22
3.4.3.1. Características del terremoto de 1972.....	24
3.5. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LA CIUDAD DE MANAGUA.....	27
3.5.1. <i>Parámetros dinámicos de los suelos de Managua</i>	29
4. REVISIÓN DE LITERATURA.	32
4.1. CONCEPTOS GENERALES.....	32
4.1.1. <i>Tectónica de placas</i>	32
4.1.2. <i>Mecanismo de generación de los sismos</i>	33
4.1.3. <i>Clasificación de los sismos</i>	35
4.1.4. <i>Ondas sísmicas</i>	36
4.1.4.1. Ondas de Cuerpo.....	36

4.1.4.1.1.	Ondas P	36
4.1.4.1.2.	Ondas Superficiales	37
4.1.5.	<i>Características de los Sismos</i>	38
4.1.5.1.	Intensidad	38
4.1.5.1.1.	Curvas Isosistas	41
4.1.5.1.2.	Magnitud	41
4.1.6.	<i>Leyes de atenuación</i>	43
4.1.7.	<i>Conceptos Inherentes al Riesgo Sísmico</i>	43
4.1.7.1.	Definición de riesgo sísmico	43
4.1.7.2.	Peligrosidad sísmica	44
4.1.8.	<i>Efecto de Sitio</i>	45
4.1.9.	<i>Espectros de Respuesta</i>	46
4.1.9.1.	Tipos de espectros	46
4.1.9.1.1.	Espectros de respuesta elástica:	47
4.1.9.1.2.	Espectros de diseño:	47
4.1.10.	<i>Curvas de capacidad</i>	48
4.1.11.	<i>Funciones de Vulnerabilidad</i>	49
4.2.	TEORÍA BÁSICA	51
4.2.1.	<i>Leyes de atenuación</i>	51
4.2.1.1.	Ecuación de atenuación para Centroamérica	55
4.2.1.2.	Limitaciones en los modelos de atenuación	58
4.2.2.	<i>Capacidad estructural</i>	58
4.2.2.1.	Análisis estático no lineal (“Análisis Pushover”)	59
4.2.3.	<i>Provisión de la Demanda Sísmica</i>	61
4.2.3.1.	Análisis Probabilístico	62
4.2.3.2.	Análisis Determinístico	62
4.2.4.	<i>Demanda Sísmica dependiente del sitio - Amplificación de la Respuesta de Suelo</i>	63
4.2.4.1.	IBC-2006 (Código Internacional del Consejo (Internacional Code Council), 2006)	64
4.3.	METODOLOGÍAS Y HERRAMIENTAS EXISTENTES PARA LA EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS	69
4.3.1.	<i>Métodos más usados para el análisis de pérdidas por efectos sísmicos</i>	69
4.3.1.1.	Método del índice de vulnerabilidad	69
4.3.1.2.	Método de la EMS-98	71
4.3.1.3.	Proyecto Risk UE	72
4.3.2.	<i>Herramientas para el análisis de Vulnerabilidad sísmica</i>	73
4.3.2.1.	HAZUS-MH	73
4.3.2.2.	Crisis 2007	75
4.3.2.3.	Herramienta de estimación de pérdidas usando la metodología de árbol lógico SELENA	76
4.3.2.3.1.	Metodología y alcance de SELENA	76
4.3.2.3.2.	Procedimiento Básico	78
5.	ESQUEMA DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS	80
5.1.	RECOLECCIÓN DE DATOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS INFRAESTRUCTURAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO	80
5.2.	AMENAZAS SÍSMICAS PARA LA ZONA DE ESTUDIO	81
5.3.	VULNERABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN LA ZONA DE ESTUDIO	81
5.4.	METODOLOGÍA DE S.E.L.E.N.A. PARA EL ANÁLISIS DETERMINÍSTICO EL ÁREA DE ESTUDIO	81
5.4.1.	<i>Archivos de entrada para el análisis determinístico</i>	82
5.4.2.	<i>Archivos de entrada para el cálculo de las pérdidas económicas</i>	83
5.4.3.	<i>Archivo de entada para el cálculo de las pérdidas Humanas-Víctimas</i>	83
5.4.4.	<i>Archivos de Fondo</i>	84
5.5.	ANÁLISIS DESDE EL SOFTWARE MATLAB	84
6.	RESULTADOS	87

6.1.	CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES.....	87
6.1.1.	<i>División de Geounidades y Muestreo Total.</i>	87
6.1.2.	<i>Uso de los Edificios.</i>	89
6.1.3.	<i>Regularidad de los Edificios.</i>	91
6.2.	CARACTERIZACIÓN DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.....	99
6.3.	PÉRDIDAS HUMANAS	104
6.4.	ESTADO DE DAÑO ESTRUCTURAL.....	107
6.5.	PERDIDAS ECONÓMICAS POR DAÑOS ESTRUCTURALES.	109
6.6.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	112
7.	CONCLUSIONES.	115
8.	RECOMENDACIONES.	118
9.	BIBLIOGRAFÍA	120
10.	ANEXOS	122
10.1.	ANEXO A. MAPAS DE PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	123
10.2.	ANEXO B. INSTRUMENTOS PARA EL LEVANTAMIENTO DE CAMPO.....	127
10.3.	ANEXO C. CURVAS DE CAPACIDAD UTILIZADAS PARA EL ANÁLISIS.	128
10.4.	ANEXO D. CURVAS DE VULNERABILIDAD UTILIZADAS PARA EL ANÁLISIS.	130
10.5.	ANEXOS E. TABLAS DEL MANUAL DE HAZUS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD.	132
10.6.	ANEXO F. TABLAS DE HAZUS PARA CONSTRUIR LAS CURVAS DE FRAGILIDAD.	140
10.7.	ANEXOS G. VALORES DE RESPUESTA ESPECTRAL EN SITIO PARA DOS TERREMOTOS DETERMINADOS.....	144
10.8.	ANEXO H. LEYES DE ATENUACIÓN PROPUESTAS EN LA BASE DE DATOS DE S.E.L.E.N.A.	146
10.9.	ANEXOS I. FOTOS DE LAS EDIFICACIONES EN EL ÁREA DE ESTUDIO.	148

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3-1. MAPA DE LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	9
FIGURA 3-2. MODELO DE TERRENO DEL ÁREA DE MANAGUA Y ALREDEDORES.	11
FIGURA 3-3. PROPUESTA DE COLUMNA ESTRATIGRÁFICA GENERALIZADA DE MANAGUA. FUENTE: RODRÍGUEZ Y MONTENEGRO (2002).....	12
FIGURA 3-4. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE ESTACIONES SÍSMICAS. (GEOFÍSICA, INETER)	19
FIGURA 3-5. SISMICIDAD EN NICARAGUA. (GEOFÍSICA-INETER).....	20
FIGURA 3-6. VISTA TRIDIMENSIONAL DE LA SISMICIDAD DE NICARAGUA. (GEOFÍSICA-INETER).....	21
FIGURA 3-7. SISMICIDAD DE MANAGUA. (GEOFÍSICA INETER).....	22
FIGURA 3-8. MAPA DE ISOSISTAS DEL TERREMOTO DE 1968. (JOHANSSON, 1988).....	23
FIGURA 3-9. ACELEROGRAMAS DEL TERREMOTO DE 1972 REGISTRADO EN LA ESTACIÓN DE LA REFINERÍA DE LA ESSO. (DEWEY ET AL., 1974)	25
FIGURA 3-10. MAPA DE ISOSISTAS DEL TERREMOTO DE MANAGUA DE 1972. (HANSEN AND SUAREZ, 1973).	25
FIGURA 3-11. VISTA AÉREA DEL CENTRO DE MANAGUA DESPUÉS DEL TERREMOTO DE 1972. (STEINBRUGGE, 1972)	26
FIGURA 3-12. PERFIL N-S DE ESTRATIGRAFÍA DE LA CIUDAD DE MANAGUA. (FACCIOLI ET AL., 1973).....	28
FIGURA 3-13. PERFIL E-W DE ESTRATIGRAFÍA EN LA ZONA COSTERA AL LAGO DE MANAGUA. (FACCIOLI ET AL., 1973).	28
FIGURA 3-14. PERFIL E-W DE ESTRATIGRAFÍA EN LA ZONA CENTRAL DE LA CIUDAD DE MANAGUA. (FACCIOLI ET AL., 1973).	29
FIGURA 3-15. CLASIFICACIÓN DE SUELOS PARA LA CIUDAD DE MANAGUA. (HERNÁNDEZ, 2009).....	30
FIGURA 3-16. . CLASIFICACIÓN DE SUELOS PARA LA CIUDAD DE MANAGUA PROPUESTA DE CASTILLO Y ZEPEDA, 2013 (CASTILLO AND ZEPEDA, 2013)	31
FIGURA 3-17. MODELOS DE VELOCIDAD PROPUESTA DE CASTILLO Y ZEPEDA, 2013. (CASTILLO AND ZEPEDA, 2013)	31
FIGURA 4-1. TIPOS DE LÍMITE DE PLACAS: A) DIVERGENTES, B) CONVERGENTES, C) TRANSCURRENTES. (KRAMER, 1996)	33
FIGURA 4-2. REBOTE ELÁSTICO. (RAMÍREZ, 2002).....	34
FIGURA 4-3. DESPLAZAMIENTO DE LAS ONDAS PRIMARIAS (WWW.FUNVISIS.GOB.VE).....	37
FIGURA 4-4. DESPLAZAMIENTO DE LAS ONDAS SECUNDARIAS (WW.FUNVISIS.GOB.VE).....	37
FIGURA 4-5. DESPLAZAMIENTO DE LAS ONDAS RAYLEING (WWW.FUNVISIS.GOB.VE)	37
FIGURA 4-6. DESPLAZAMIENTO DE LAS ONDAS LOVE (WWW.FUNVISIS.GOB.VE)	38
FIGURA 4-7. MAPA DE ISOSISTAS EN MANAGUA POR EFECTOS DEL TERREMOTO DE 1972. (INETER).....	41
FIGURA 4-8. EJEMPLO DE MEDICIÓN DE LA MAGNITUD DE LA ESCALA DE RICHTER.	42
FIGURA 4-9. AMPLIFICACIÓN DE SUELOS BLANDOS (DIAZ, 2010)	45
FIGURA 4-10. RESPUESTA DEL SUELO CON DIFERENTES TEXTURAS. (DIAZ, 2010)	46
FIGURA 4-11. CURVA DE CAPACIDAD. (HAZUZ-MH, 2003)	49
FIGURA 4-12. CURVA DE FRAGILIDAD, EDIFICIO RCM. (CARDONA, 1993).....	50
FIGURA 4-13. ILUSTRACIÓN ESQUEMÁTICA DE LAS DISTINTAS DEFINICIONES DE DISTANCIAS PARA LAS LEYES DE ATENUACIÓN. (MOLINA, 2009)	57
FIGURA 4-14. EJEMPLO DE UNA CURVA DE CAPACIDAD (CORTANTE EN LA BASE VS DESPLAZAMIENTO NIVEL SUPERIOR).	59
FIGURA 4-15. ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO UTILIZADO PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER. (CHOPRA, 2014)	60
FIGURA 4-16. ILUSTRACIÓN ESQUEMÁTICA DE LAS DISTINTAS DEFINICIONES DE DISTANCIAS PARA LAS LEYES DE ATENUACIÓN. (MANUAL SELENA)	63
FIGURA 4-17. FORMA ESTÁNDAR DEL ESPECTRO DE RESPUESTA. (MOLINA, 2009)	64
FIGURA 4-18. ESQUEMA DE LA METODOLOGÍA DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD Y DE LAS PROPUESTAS QUE DESARROLLAN ESTA METODOLOGÍA. (MARTINEZ, 2014).....	70
FIGURA 4-19. INTERFAZ DEL PROGRAMA DE ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS HAZUS 99. (HTTPS://WWW.FEMA.GOV/HAZUS)	74

FIGURA 4-20. INTERFAZ DEL PROGRAMA CRISIS 2007. (HTTP://WWW.ECAPRA.ORG/ES/CRISIS-2007).....	75
FIGURA 4-21. CURVA DE FRAGILIDAD MOSTRANDO LA PROBABILIDAD $P(DS/SD)$ DE EXCEDER DISTINTOS NIVELES DE DAÑO, DS PARA ESTRUCTURAS TIPO C1M, PERTENECIENTE AL CATASTRO DE HAZUS99. (MOLINA, 2009)	77
FIGURA 4-22. INTERFAZ DEL MENU DE SELENA CORRIDO DESDE MATLAB PARA ACCEDER AL TIPO DE ANÁLISIS SEDEADO. (MATLAB).....	79
FIGURA 5-1. PROCESO DE ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA UTILIZANDO LA HERRAMIENTA DE ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS S.E.L.E.N.A. (MOLINA, 2009)	85
FIGURA 5-2. VENTANA DE INTERFAZ EN MATLAB, MÉTODO DEL ÁRBOL LÓGICO Y ARCHIVOS DE ENTRADA.....	86
FIGURA 6-1. DISTRIBUCIÓN DE LAS GEOUNIDADES EN EL ÁREA DE ESTUDIO.	88
FIGURA 6-2. CANTIDAD DE EDIFICIOS CORRESPONDIENTE A CADA GEOUNIDAD EN EL ÁREA DE ESTUDIO.....	88
FIGURA 6-3. FUNCIÓN DE LOS PABELLONES DEL RECINTO UNIVERSITARIO	89
FIGURA 6-4. PORCENTAJES DE EDIFICIOS OCUPADOS.	90
FIGURA 6-5. DISTRIBUCIÓN DE ALTURA DE LOS EDIFICIOS.	91
FIGURA 6-6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS	92
FIGURA 6-7. REGULARIDAD EN COLUMNAS.	92
FIGURA 6-8. MATERIAL UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS EDIFICIOS.....	93
FIGURA 6-9. MATERIAL UTILIZADO EN CUBIERTAS DE TECHOS.....	94
FIGURA 6-10. MATERIALES CONSTRUCTIVO PARA INTERIORES.	94
FIGURA 6-11. MATERIAL UTILIZADO EN LAS COLUMNAS.	95
FIGURA 6-12. DIFERENTES TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS ENCONTRADAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO. MAMPOSTERÍA CONFINADA, ESTRUCTURAS DE ACERO LIVIANOS, MAMPOSTERÍA REFORZADA Y LOSAS PREFABRICADAS.....	96
FIGURA 6-13. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE USO MÁS COMÚN EN EL ÁREA DE ESTUDIO	96
FIGURA 6-14. ESTADO DE DAÑOS DE LOS EDIFICIOS EN EL RECINTO.	97
FIGURA 6-15. ESTADO DE DAÑO POR EFECTOS DE SISMOS.....	97
FIGURA 6-16. DAÑOS POR EFECTOS DE SISMOS	98
FIGURA 6-17. PARTICULARIDAD EN LAS PUERTAS Y VENTANAS.	99
FIGURA 6-18. USO INADECUADO DE RIGIDECES CON RESPECTOS A LOS MATERIALES UTILIZADOS.	100
FIGURA 6-19. PARTICULARIDADES EN RIGIDECES.....	100
FIGURA 6-20. MANTENIMIENTO CORRECTIVO SUPERFICIAL DE LAS EDIFICACIONES.	101
FIGURA 6-21. ENFRIADORES UBICADOS INADECUADAMENTE.	101
FIGURA 6-22. ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS.....	102
FIGURA 6-23. ENFRIADORES UBICADOS INADECUADAMENTE.	102
FIGURA 6-24. DISTRIBUCIÓN DE LESIONADOS PRODUCTOS DEL ESCENARIO SÍSMICO DE LA FALLA TISCAPA.....	104
FIGURA 6-25. DISTRIBUCIÓN DE LESIONADOS PRODUCTOS DEL ESCENARIO SÍSMICO DE LA FALLA ZOGAIB.....	105
FIGURA 6-26. LESIONES ACUMULATIVAS DEL TERREMOTO PRODUCIDO POR LA FALLA TISCAPA.....	106
FIGURA 6-27. LESIONES ACUMULATIVAS DEL TERREMOTO PRODUCIDO POR LA FALLA ZOGAIB.....	106
FIGURA 6-28. DAÑO ESTRUCTURAL CUANTIFICADO EN ÁREAS, PRODUCTO DE LA FALLA TISCAPA	107
FIGURA 6-29. DAÑO ESTRUCTURAL CUANTIFICADO EN ÁREA, PRODUCTO DE LA FALLA ZOGAIB	108
FIGURA 6-30. NIVELES DE DAÑOS DE LOS EDIFICIOS, FALLA TISCAPA.	109
FIGURA 6-31. NIVELES DE DAÑOS DE LOS EDIFICIOS, FALLA ZOGAIB.	109
FIGURA 6-32. DISTRIBUCIÓN DE PERDIDAS POR CADA GEOUNIDAD	110
FIGURA 6-33. MONTOS ECONÓMICOS PARA LOS POSIBLES ESCENARIOS SÍSMICOS, TISCAPA Y ZOGAIB.....	111
FIGURA 6-34. PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA LOS EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA FRENTE A LOS TERREMOTOS PRODUCIDOS POR LA FALLA TISCAPA Y LA FALLA ZOGAIB. REPRESENTACIÓN DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y LA CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO.	112
FIGURA 6-35. NIVELES DE DAÑO EN EL EDIFICIO, CONSIDERANDO EL DESPLAZAMIENTO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.	113

LISTA DE TABLAS

TABLA 3-1. PRINCIPALES FALLAS DE MANAGUA. FUENTE:.....	16
TABLA 3-2. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE MANAGUA CON FINES DE DISEÑO SÍSMICO. FUENTE: (HERNÁNDEZ, 2009).	30
TABLA 4-1. ESCALA DE INTENSIDAD MERCALLI MODIFICADA ABREVIADA. (CARCEDO & CANTOS, 2002).....	40
TABLA 4-2. ALGUNAS DE LAS LEYES DE ATENUACIÓN QUE HAN SIDO UTILIZADAS PARA ESTUDIOS EN LOS PAÍSES DE CENTROAMÉRICA.	55
TABLA 4-3. DISTRIBUCIÓN DE LOS DATOS DE EVENTOS POR SUBDUCCIÓN PROVENIENTES DE COSTA RICA, DE ACUERDO AL NÚMERO DE EVENTOS, NÚMERO DE REGISTROS, TIPO DE SUELO Y RANGOS DE MAGNITUDES. (SCHMIDT, 2010).....	56
TABLA 4-4. CLASIFICACIÓN “NEHRP” [42] COMO ES APLICADO POR IBC-2006 [8].	66
TABLA 4-5. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DADOS POR IBC-2006 [8].	66
TABLA 6-1. DISTRIBUCIÓN DE EDIFICIOS POR GEOUNIDADES Y POR SISTEMA CONSTRUCTIVO.....	97

RESUMEN

Esta investigación presenta el análisis de riesgo sísmico del recinto universitario Rubén Darío utilizando el método de espectro-capacidad con el software S.E.L.E.N.A. (SEimic Loss Estimation using a logic tree Approach); la evaluación se desarrolla al recrear los registros del escenario sísmico de más grande envergadura que ha causado cuantiosa pérdidas humanas y económicas en la historia de Managua (Terremoto de 1972), esta presentara la singular diferencia, que el epicentro se ubicara en la laguna de Tiscapa, sobre la Falla del mismo nombre y un segundo escenario sísmico determinístico generado en la falla cortical Zogaib a una profundidad de 10 km. Dicha investigación especifica la clasificación de la tipología arquitectónica, caracteriza los sistemas constructivos según el Reglamento Nacional de la construcción y obtienen los valores de aceleración espectral del sitio. En la metodología plasmada por la herramienta S.E.L.E.N.A se debe prever la cantidad de área construida por unidad geográfica, uso de los edificios, fuente sismogénica, leyes de atenuación empírica, clasificación de suelos, curva de capacidad y de fragilidad correspondiente a cada modelo estructural tipo y finalmente los costó de reparación y remplazo. Se determinó que los porcentajes de daños estructurales en todos los sistemas constructivos producto de los dos escenarios sísmicos representan 99% de área construida, el costo económico de esta reparación se estimaría con un monto entro los 10 y 12 millones de dólares y que la mayor cantidad de pérdidas humanas depende de la ocurrencia del escenario sísmico durante el día, las superiores proporciones de niveles de lesionados transcurre en el turno matutino.

Palabras Claves: Riesgo, Determinístico, Aceleración Espectral, Funciones de Atenuación, Tipología constructiva, Daños estructural, Estimación económica, Perdida humanas.

ABSTRACT

This research presents the analysis of seismic risk “Ruben Dario” campus using the spectrum-ability method with software S.E.L.E.N.A. (SEismic Loss EstimatioN using a logic tree Approach); the evaluation is developed to recreate records of the Largest stage seismic scale that has caused substantial human and economic losses in Managua history (earthquake 1972), it will present the singular difference that the epicenter will be located into Tiscapa’s lagoon, on the fault with the same name, a second deterministic earthquake stage generated in the Zogaib cortical fault at 10 km. Depth. Such research specifies the classification of the architectural typology, characterizes the building systems according to National Construction Regulation and obtains spectral acceleration values of the site. In the method proposed by the S.E.L.E.N.A tool it must anticipate the amount of area built by geographical unit, buildings use, seismogenic source, attenuation empirical laws, soil classification, capacity and fragility curve corresponding to each structural model and finally repair and replacement costs. It was determined that the percentages of structural damage to all constructive systems product of the two seismic scenarios represent 99% of built area, the economic cost of this repair is estimated to amount between 10 and 12 million dollars and the largest number of human losses depends on the occurrence of seismic stage during the day, higher proportions of injured levels takes place in the morning shift.

Keywords: Risk, Deterministic, spectral acceleration, attenuation functions, Constructive Typology, structural damage, economic estimation, human losses.

1. INTRODUCCIÓN

En zonas sísmicas es indispensable llevar a cabo estudios que permitan evaluar el grado de vulnerabilidad representado en daño que provocaría un sismo en las edificaciones, y más aún en qué medida esto causaría pérdidas económicas y de vidas humanas. A este tipo de estudio se le conoce como análisis de riesgo sísmico.

Conscientes de la importancia de análisis de riesgo sísmico, el centro internacional de georriesgos (ICG), a través de NORSAR (Noruega) y la Universidad de Alicante (España), ha desarrollado un software gratuito capaz de realizar riesgo sísmico en zonas urbanas usando el método de espectro-capacidad. El software se llama SELENA (SEismic Loss EstimatioN using a logic tree Approach) y su aplicación ha demostrado resultados satisfactorios.

En Nicaragua las instituciones del estado y las colaboraciones Internacionales dedicadas al estudio de Vulnerabilidad y riesgos sísmicos se han concentrado principalmente en la zona urbana de Managua, debido a la ocurrencia constantes de movimientos telúricos, como se registran los terremotos de 1931 y 1972, donde edificaciones de gran importancia cedieron ante la magnitud de estos eventos debido a la falta de calidad de los materiales de construcción, las malas prácticas constructivas y los inexistentes procedimientos de diseño y exigencias reglamentarias (Leeds. 1973).

Actualmente, la ciudad de Managua, considerada la más propensa del país y unas de las capitales del mundo expuestas a peligrosidades de eventualidad sísmica y volcánica conjunta, acoge en el centro urbano a la universidad Nacional Autónoma de Nicaragua UNAN-Managua que es la universidad más grande del país y cuyas instituciones acoge un gran número de personas. Haciéndose necesario la valoración de cómo reaccionarían las edificaciones del recinto universitario frente a un eventual terremoto de alta magnitud con epicentros en las fallas más activas y cercana a la zona de estudio.

Ésta investigación pretende analizar la vulnerabilidad de los edificios frente a la amenaza sísmica que está presente en el Recinto universitario Rubén Darío, utilizando la herramienta de estimación de pérdidas SELENA, software que facilita el análisis mediante el método determinístico que será ejecutado desde MatLab con ficheros previamente programados.

Este software permitirá anticipar la estimación de pérdidas económicas, la cantidad pérdidas humanas y los distintos niveles de daños en las estructuras por unidades de áreas construida, producto de un escenario sísmico determinado por el usuario, con magnitud, epicentro y falla generada.

1.1. Planteamiento del Problema.

El sistema de fallas geológicas locales ubicada directamente en la ciudad representan, sin duda, la fuente más peligrosa de amenaza sísmica para Managua. En pocos casos, hay señales de sismos ocurridos en las fallas de la parte Este de la ciudad, lo cual se entiende parcialmente porque la ciudad, hasta mediados de este siglo, se concentró al Sur de la Laguna de Tiscapa, es decir, al Oeste de la Managua actual. (INETER, 2000)

La UNAN-Managua ubicada en el casco urbano de la ciudad capitalina, pretende que en un futuro se construirán nuevas edificaciones debido a la demanda estudiantil y a la necesidad de contribuir con el desarrollo de la educación de nivel superior, cuenta con un poco más de 70 edificios que necesitan ser analizados para ver su comportamiento frente a una eventualidad sísmica como las que ya han ocurrido en el pasado. Esta universidad se encuentra próxima a la falla Zogaib, y en su área territorial se encuentran pequeñas fallas como el ramal UNAN y la falla POLISAL que registran pequeños desplazamiento que pudieran amplificar cualquier onda sísmica producto de un terremoto registrado, según los análisis del centro de investigación de geofísica (IGG-CIGEO).

1.2. Antecedentes

Algunos de los principales estudios de estimación de pérdidas que se han realizado en la ciudad de Managua son los del 20 de mayo del 2010 los cuales Modelaron algunos escenarios Sísmicos y fue ejecutado por el proyecto de reducción de riesgos sísmico en Centro América (RESIS II) dicha investigación presento los análisis y resultado de la actualización de amenaza sísmica, zonificación tectónica y aceleración espectral (PGA) probable de la capital. Así como también formatos de recopilación de información de edificaciones de viviendas de los distritos IV Y VI utilizado como modelo representativo de la ciudad.

Se determinó su correspondiente clasificaciones o tipología de los sistemas constructivo. A través de viviendas típicas se estableció clasificaciones constructivas y se le aplico el método de análisis estático no lineal de estructura (PUSHOVER) generándose un análisis de capacidad de estructuras, los cuales representaron el máximo desplazamiento estructural esperado por un sismo dado y así reflejaron el grado de vulnerabilidad de las edificaciones. En la investigación se realizó la modelación de riesgo sísmico para algunos distritos de la ciudad de Managua con la herramienta S.E.L.E.N.A. con los cuales se determinó la cantidad de daños Económicos y de vida humana que podría presentar dichos distritos si ocurriera un movimiento telúrico con una magnitud, ubicación, y epicentro determinado con respecto a fallas que pudieran producirlo (Estudio Determinístico).

Otro estudio que llama mucho la atención es el análisis de vulnerabilidad sísmica del Centro histórico de Granada Nicaragua (Guillermo Eduardo Gallo Medrano; Jackson Joharli López Rivera, 2014), Utilizando también la herramienta de estimación de perdida S.E.L.E.N.A. El cual determinó que el 90% de las edificaciones no cumple con lo estipulado por el RNC-07 y que el grado de vulnerabilidad sísmica analizado de manera cualitativa es muy alto y alarmante, concluyeron también que el 54% de las edificaciones quedarían inhabilitada y que la pérdida estimada producto de un terremoto probable sea de 190.82 millones de dólares (Estadio probabilístico).

El software S.E.L.E.N.A no tiene antecedente de aplicación a una zona en específico o delimitada de gran importancia (Universidad, Mercados, Centro comercial, o Estadio) Ya que es una herramienta nueva en los países Centro Americanos y su utilidad se ha enfocado en zonas urbanas.

1.3. Justificación

Debido a una fuerte demanda educativa que tiene como misión atender la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua UNAN-Managua, hace que ésta de acogimiento diario en el recinto universitario Rubén Darío a un poco más de 17,000 estudiantes y aproximadamente a 700 personas entre trabajadores administrativos y claustro docente, además de visitas que activamente están realizando actividades extracurriculares, todos ellos quedan expuestos a cualquier eventualidad sísmica dentro de más de 70 edificios en el área de la universidad entre oficinas, aulas, laboratorios, centros de documentaciones, auditorios, bibliotecas y negocios particulares. También, se encuentran los edificios del Arlen Siu en el costado sur del recinto que aloja a unas 450 becadas internas que permanecen utilizando estas estructuras durante todo el día. Señalando considerablemente que hay edificaciones como el POLISAL que se encuentra sobre una pequeña falla activa según estudio ya confirmado por INETER.

Considerando los daños que podría ocasionar un evento sísmico en la falla Zogaib, ubicada al costado este de la Universidad, a unos 600 metros de las entradas principales al recinto (portón 1, 2, 3 y 4) y que se encuentra en estado activo en armonía con las demás fallas locales en el Graben Managua.

El recinto universitario cuenta con edificios con más de 40 años de vida, con estructuras que no han sido inspeccionadas correctamente, una gran parte de estos edificios son usadas para funciones fuera del diseño original, es necesario concluir la respuesta que tengan frente a sismos de alta magnitud, cuando estos se hallan en constante utilidad.

El crecimiento de la comunidad universitaria es notorio y la demanda de nuevas edificaciones para suplir a dichas necesidades son temáticas internas de las autoridades universitarias, por lo cual se hace necesaria la consiente valoración de las infraestructuras existentes para el mejoramiento.

Se considera que los edificios más antiguos dentro del recinto han sufrido durante los terremotos de diciembre de 1972 y el 10 de abril del 2014 los cuales pueden dejar efectos internos dentro de las estructuras y que frente a sismos de magnitudes iguales o mayores pueden colapsar.

1.4. Alcances y Limitaciones

Esta investigación está encaminada a la determinación de anticipar los efectos de riesgo sísmico para el Recinto Universitario Rubén Darío de la UNAN-Managua, ante la amenaza de peligrosidad de un escenario devastador, una posible exposición latente que siempre existirá, por esto, este análisis se encuentra dirigido a la evaluación de vulnerabilidad en las edificaciones así como también al estudio de estimación de las posibles consecuencia de daños estructurales, pérdidas económica, y cantidad de víctimas mortales o víctimas de diferente tipos de lesiones, que pudiera producir un evento sísmico de gran envergadura.

Como alcance de prioridad; se pretende que este análisis sea evaluado algún día por las autoridades competentes de la UNAN-Managua, con el objetivo de mitigar las posibles consecuencias de un terremoto y desarrollar planes de recuperación y estrategias después del desastre.

De la misma manera esta investigación ha sido desarrollada según los recursos económicos e intelectuales disponibles. Por tal razón, como parte de las limitaciones de investigaciones de estudio se encuentra las siguientes:

La incertidumbre de precisión de los resultados dados por la herramienta de estimación de pérdidas S.E.L.E.N.A está en margen de las consideraciones de percepción evaluados en el levantamiento de campo, que realizaron los autores, correspondientes a recolección de datos de dicho análisis.

Para el cálculo de riesgo analítico desarrollado por el software S.E.L.E.N.A, la aplicación del método de capacidad espectral necesita la provisión de curvas de capacidad confiables y funciones de vulnerabilidad pertinente para cada tipo de estructuras, todo ellas fueron elegidos de la literatura plasmada por el proyecto RESIS-II. Muchas de estas curvas no fueron hechas para Centro América, pero si son tipologías estructurales comparables.

Este tipo de curva de capacidad, están tabuladas para modelos estructurales idóneos, por lo tanto, no se toman en cuenta el estado actual y antigüedad de las edificaciones del Recinto universitario, disminuyendo así los daños estimado por los escenarios sísmicos determinados.

Las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo o leyes de atenuación utilizadas para el análisis se consideraron de la lista que sugiere el Manual de S.E.L.E.N.A. para fallas corticales en congruencia con el estudio de RESIS II para Centroamérica.

2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.

2.1. General.

Analizar el riesgo sísmico en el recinto universitario “Rubén Darío” de la UNAN-Managua, utilizando la herramienta de estimación de pérdidas S.E.L.E.N.A.

2.2. Específicos.

- Clasificar las edificaciones según la tipología constructiva dominante, ubicadas en el recinto universitario Rubén Darío utilizando la metodología HAZUS propuesta por FEMA en 1999 y la Metodología de RESIS II.
- Caracterizar los sistemas constructivos prevaletentes en el área de estudio, según su configuración estructural en base al Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.
- Determinar la distribución porcentual de los diferentes niveles de daños estructurales causados por ambos escenarios sísmicos en todos los sistemas constructivos perteneciente al recinto universitario.
- Estimar la cantidad pérdidas humanas para dos escenarios sísmicos simulando epicentros en las fallas Tiscapa y Zogaib con magnitudes de 6.2 aplicando el método determinístico de análisis S.E.L.E.N.A.
- Estimar cuantitativamente las perdidas en términos de costo directos de reparación y reemplazo de las estructuras dañadas por metro cuadrado de construcción en las edificaciones del Recinto universitario.

3. ÁREA DE ESTUDIO.

3.1. Características Generales de la Ciudad de Managua.

Managua es la ciudad capital de Nicaragua y cabecera del Municipal y departamento homónimos, fue fundada con el nombre de Villa de Santiago de Managua el 28 de marzo de 1819, constituida en 1852 como capital de la República de Nicaragua. Posee una extensión territorial aproximadamente de 244 Km², de los cuales el 52% está ocupado por la población urbana.

La ciudad de Managua se encuentra ubicada en la zona del pacífico de Nicaragua, entre las coordenadas 12°01' y 12°13' de latitud Norte, y los 84°45' y 86°23' de longitud Oeste. La ciudad limita al Norte con el Lago Xolotlán, al Sur con San Marcos y San Rafael del Sur, al Este con Tipitapa, Nindirí, Ticuantepe y La Concepción y finalmente al Oeste con Villa Carlos Fonseca y Mateare.

Tiene una población estimada de 1, 817,096 habitantes (2004). Su clima es principalmente Tropical de Sabana, caracterizado por una prolongada estación seca y por temperaturas altas todo el año, que van desde 27° C. hasta 32° C. La precipitación anual promedio para Managua es de 1, 215 milímetros de agua.

Su relieve consta de: Lago de Managua, Sierras de Managua, el Sistema de Cerros y Lagunas al Oeste de la ciudad: Cerro San Carlos, Motastepe, Laguna de Asososca, Nejapa y el Valle de Ticomo, a lo interno de la trama urbana destaca la Laguna de Tiscapa ubicada en el Área Central.

3.2. Consideraciones del área en estudio, UNAN-Managua.

Esta ciudad Acoge alrededor de unas 20 universidades, la más grande de ellas es la UNAN-Managua en su recinto universitario Rubén Darío. El cual comenzó a funcionar en el año 1968. En este recinto se encuentran construidas infraestructuras de una a tres niveles, entre ellos: pabellones, auditorios, laboratorios de medicina, laboratorios de radiación, laboratorios de microbiología, oficinas, centros de documentación ente otros tipos de edificaciones.

Desde el año 2012 al año 2032, se pretenden ejecutar un plan de desarrollo en la infraestructura del RURD; que consiste en construir un edificio para la administración central en el área donde actualmente son los campos de fútbol, además de construir 36,432 m² para oficinas de docentes, reorganizar los comercios, construir edificios para aulas, entre otras construcciones importantes (López & Torres, 2012).

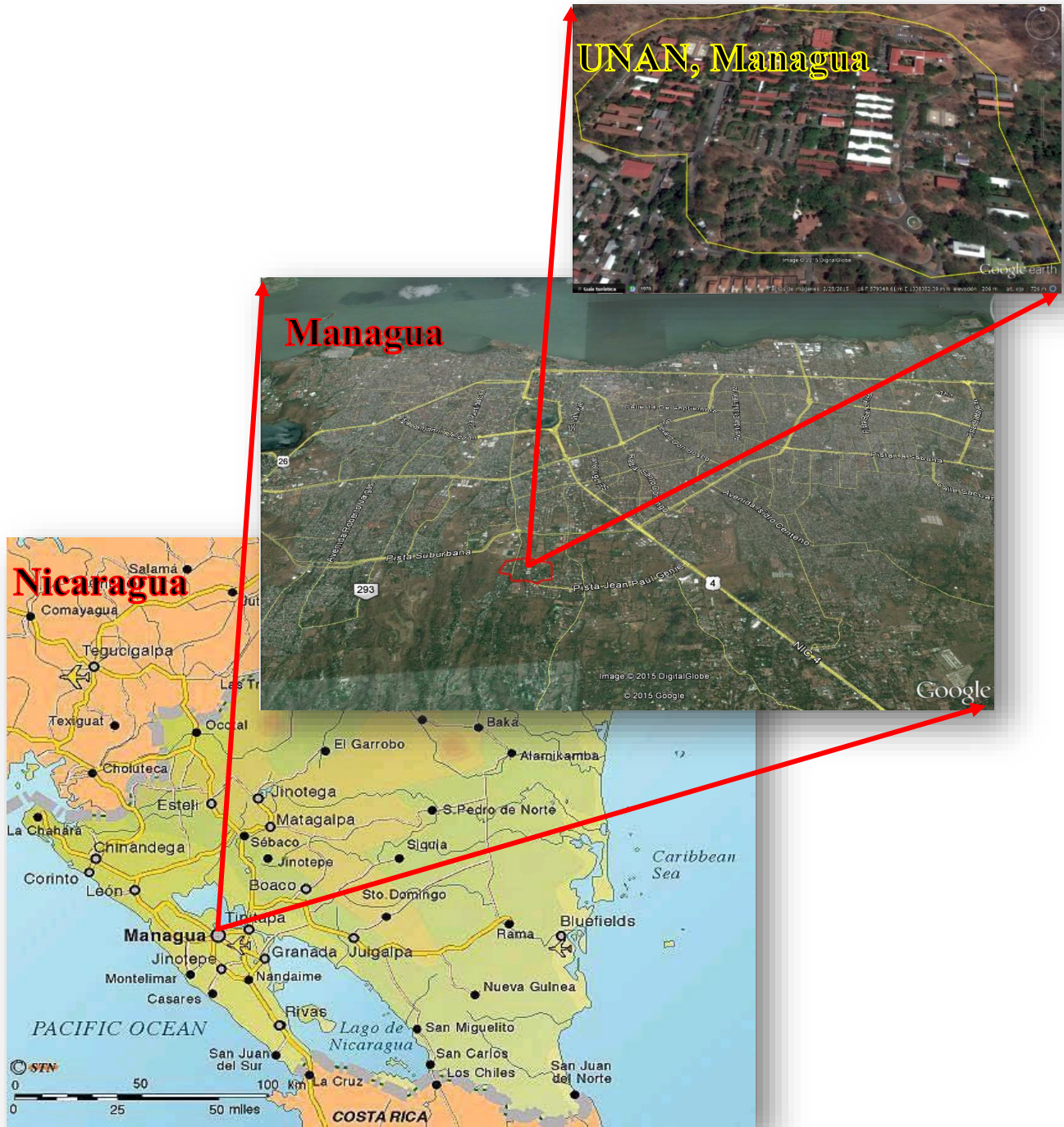


Figura 3-1. Mapa de Localización del área de Estudio.

3.3. Características geológicas.

3.3.1. Marco geológico-estructural regional

Fisiográficamente, Managua se ubica dentro de la cordillera volcánica y en la porción central de la Depresión o Graben nicaragüense, un graben poco profundo de más de 300 Km de extensión y 70 Km de ancho, con dirección NO-SE, que cruza el territorio nacional en el sector occidental, paralelamente a la costa del Pacífico y a la Fosa Mesoamericana. Se extiende desde Guatemala hasta el norte de Costa Rica (Arce, 1973) y es rellenado por una espesa secuencia de depósitos volcánicos, volcanoclásticos, aluviales y lacustres (Woodward-Clyde Consultants, 1975). En su parte media encontramos la cadena volcánica activa de Nicaragua y los grandes lagos: Xolotlán y Cocibolca.

La apertura del graben inicia a finales del Terciario (Mio-Plioceno) continuando hasta la actualidad (McBirney y Williams, 1965). A partir de finales del Cuaternario (Plioceno), en las porciones más estrechas del graben (McBirney y Williams, 1965), inicia el vulcanismo que dio origen a la cadena volcánica Centroamérica, cuya porción nicaragüense se extiende desde el volcán Cosigüina hasta el volcán Maderas, comprendiendo un gran número de volcanes activos, entre ellos San Cristóbal, Telica, Cerro Negro, Momotombo, Masaya, Concepción.

3.3.2. Marco geológico-estructural en el área de Managua.

La ciudad de Managua se ubica dentro de la cordillera volcánica entre los volcanes Apoyeque al noroeste y Masaya al sureste. En ella y en sus alrededores se reconocen numerosos pequeños edificios volcánicos y remanentes de volcanes: Santa Ana, Asososca, Tiscapa, Ticomo, Motastepe, entre otros.

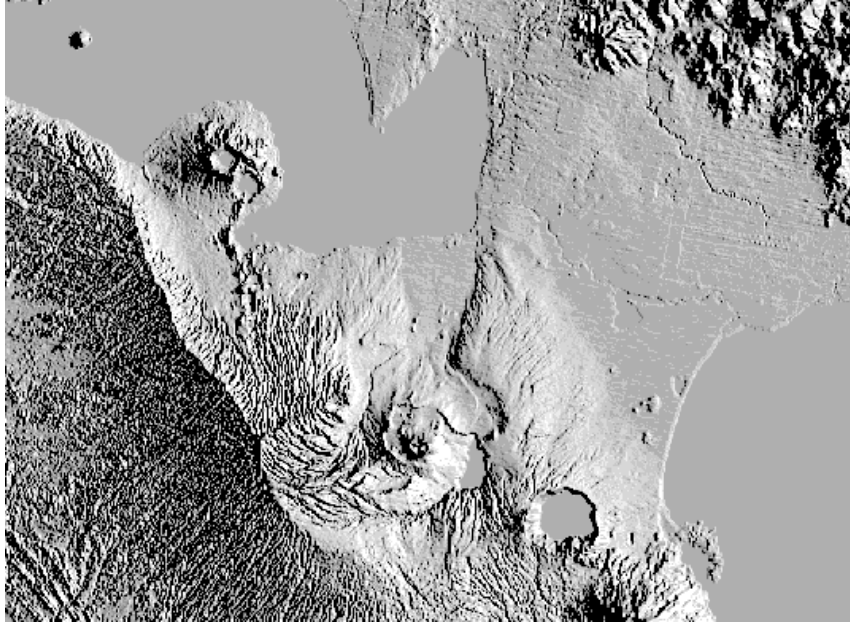


Figura 3-2. Modelo de terreno del área de Managua y alrededores.

El subsuelo de Managua se caracteriza por la presencia de una secuencia volcanosedimentaria donde se reconocen productos provenientes de los volcanes Masaya, Apoyeque, Apoyo, de los volcanes del lineamiento Miraflores-Nejapa, Motastepe y de otros edificios fuera de este lineamiento, como Chico Pelón y Tiscapa que quedan ahora como remanentes de antigua actividad volcánica en el centro del área de estudio. Las presencias de numerosos suelos fósiles demuestran la existencia de ciertos períodos de calma entre eventos volcánicos o tectónicos, que han permitidos el desarrollo de suelos de varios tipos (Hradecky et al., 1997).

El subsuelo de Managua se compone, a partir de la base, por productos del Grupo Las Sierras, en los cuales se reconocen ignimbritas, ondas piroclásticas y piroclástos de caída, relacionados a explosiones regionales de calderas que se han formado entre final del Terciario e inicio de Cuaternario. Sobre este grupo se depositaron secuencias piroclásticas del Grupo Las Nubes y del Grupo Managua, las cuales están suficientemente descritas en Hradecky et al (1997) y en Hradecky (2001).

3.3.3. Estratigrafía de Managua

La geología y estratigrafía de Managua ha sido objeto de estudio en varios proyectos, sin embargo, pocos de ellos, por ejemplo (Bice, 1983) y (Hradecky et al., 1997), emplearon conceptos genéticos en la clasificación litológica; muchos propusieron una clasificación

litológica con carácter ingeniero-geológica, especialmente los estudios elaborados después del terremoto de 1972 (Woodward-Clyde Consultants, 1975). El reciente estudio geológico del área de Managua de Hradecky et al. (1997) mejoró los conocimientos sobre la evolución geológica y estructural del área de la capital, considerando indispensables utilizar los aspectos genéticos, en particular vulcanológicos y geomorfológicos en la definición de la amenaza de esta área, así como en las investigaciones científicas.

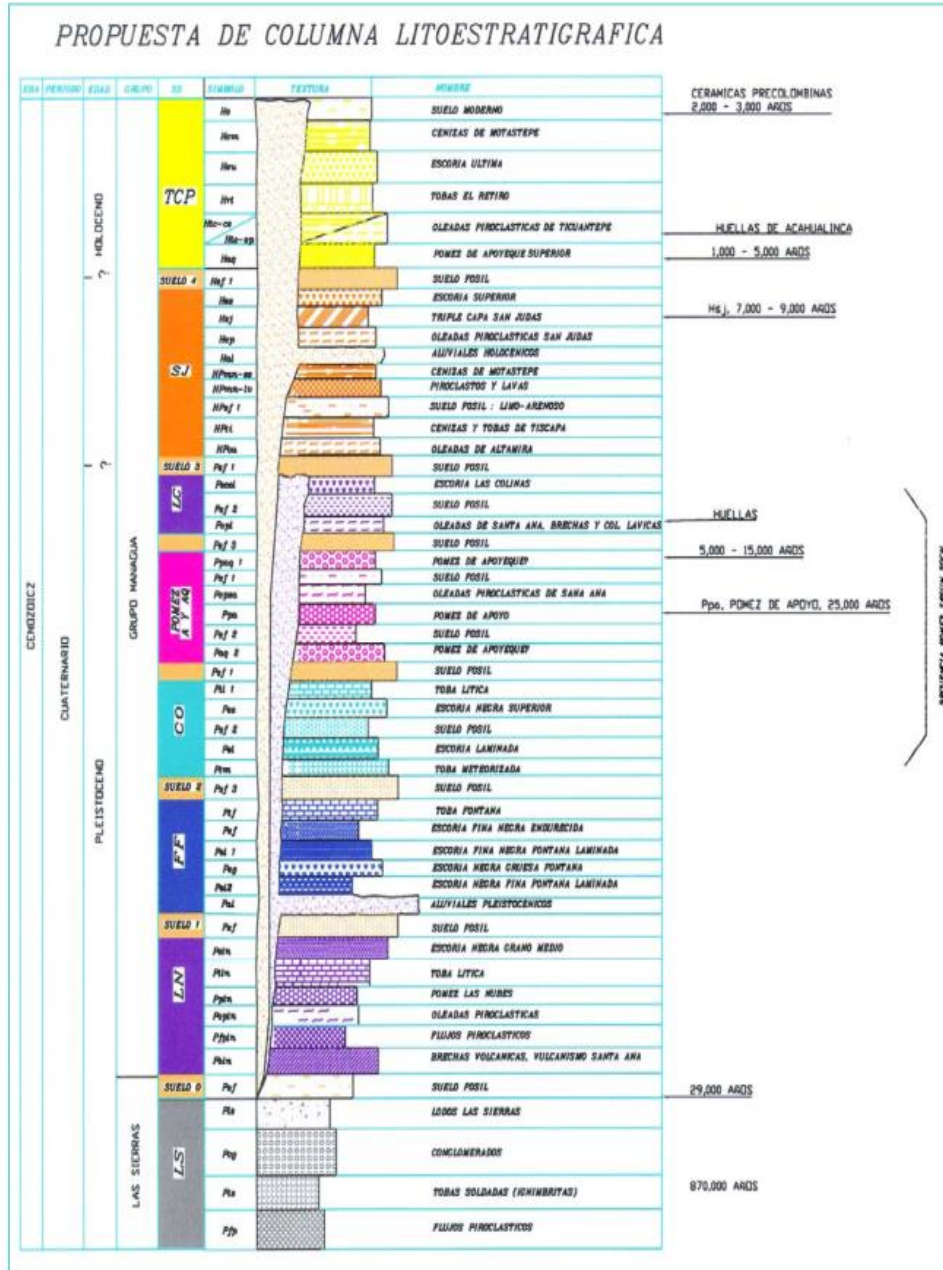


Figura 3-3. Propuesta de Columna Estratigráfica generalizada de Managua. Fuente: Rodríguez y Montenegro (2002).

3.3.4. Fallas geológicas y lineamientos

Woodward-Clyde Consultants (1975) presentan una descripción de las fallas principales con sus respectivas denominaciones, parámetros y características. Moore (1990) y, más recientemente, el Grupo de Autores (1997, Reporte N°3 de la Microzonificación Sísmica de Managua) recopilaron información bibliográfica de cada falla principal.

El área de Managua se ubica dentro de la Depresión de Managua, una estructura orientada N-S, considerada secundaria, con las mismas características y origen de la estructura principal (Depresión de Nicaragua). Sus relaciones con la estructura principal no se conocen. Se trata de una estructura reciente de tipo extensional y activa, que disloca la cordillera volcánica en sentido derecho por unos 13 km (discutido por Frischbutter, 1998).

La Depresión o Graben de Managua está limitada por la Falla Cofradía al este y el lineamiento Miraflores-Nejapa al oeste. Hacia el norte el graben se pierde dentro del lago y hacia el sector suroeste el graben es limitado por la Falla Mateare y la Falla Las Nubes, mientras hacia el sur el límite se encuentra dentro de las calderas de Las Sierras.

Dentro del graben se encuentran fallas orientadas según dos conjuntos conjugados: N-S y NE-SW (Woodward-Clyde Consultants, 1975). Las fallas con orientación N-S generalmente tienen forma de arco, con dirección paralela a estructuras mayores relacionadas a colapsos volcánicos y presentan desplazamientos de tipo normal. Estas observaciones sugieren que dichas fallas pueden estar relacionadas en el tiempo y espacio con el evento de subsidencia del graben. Las fallas con dirección NE-SW, en particular N35°E y N45°E presentan desplazamientos laterales izquierdos (Woodward-Clyde Consultants 1975). En el sector sureste del área de estudio se pudieron reconocer además lineamientos E-W y ENE-WSW, ESE-WNW. Pocas fallas presentan una orientación NW-SE, las cuales se pueden encontrar en el sector este y central del área de estudio.

LaFemina, Dixon y Strauch (2002) explican la orientación preferencial NNE-SSO con desplazamiento lateral izquierdo de las fallas en la cadena volcánica como acomodación de los bloques tectónicos en la cadena volcánica. Según este trabajo, los bloques orientados paralelamente a la fosa oceánica, responden a la oblicua presión del proceso de subducción

en Nicaragua en forma de un tipo de fallamiento denominado bookshelf ("estantes de libros").

Mientras las fallas geológicas en el centro de Managua fueron detonantes de destructivos terremotos en el siglo XX, no se sabe mucho sobre la actividad de las fallas al este y sur de la ciudad. Cowan et al. (1998) probaron con un estudio de Paleosismología que la Falla Aeropuerto es activa, y, hace aproximadamente 180 años, fue fuente de un terremoto con magnitud comparable con la del terremoto de Managua 1972. Frischbutter (1998) habla de la posibilidad de migración de la actividad hacia el este y que futuros terremotos fuertes podrían ocurrir en las fallas de esta zona. Strauch (1998) hizo simulaciones numéricas de los posibles efectos de terremotos causados por la Falla Aeropuerto y la Falla Cofradía.

3.3.4.1. Fallas que delimitan el Graben de Managua

Falla Mateare: Define el límite oeste del Graben de Managua. Es un segmento de falla de alrededor de 52km de largo con un rumbo N20-30° W y un escarpe entre 300 a 500m. La falla proyecta 2 ramales antes de alcanzar el lago de Managua: Uno bajo el lago hacia el volcán Momotombito y otro paralelo a la costa del lago hacia el volcán Momotombo (Martínez, 1994).

Falla Cofradía: Se extiende desde la zona este de la comarca Cofradía hasta el margen oriental del Municipio de Nindirí donde su expresión superficial se disipa al encontrarse con la Caldera de Masaya (Segura, 1984). La Falla Cofradía es una falla normal de orientación N-S que limita por el E el graben de Managua y tiene una longitud de 40Km (Rauno P. y Rubí C. et al., 2006).

3.3.4.2. Conjunto de fallas al interior del Graben de Managua

Falla Nejapa: Es una falla normal con una componente lateral derecha, con una longitud de 24 km y dirección N-S (Espinoza, 2007).

Falla Estadio: Localizada en el margen oeste del antiguo centro de Managua, pasa por el Estadio Nacional de Béisbol y se prolonga hacia el noreste del Lago Xolotlán (Sultan, 1931; Woodward-Clyde, 1975).

Fallas Los Bancos: Paralela a la Falla Estadio, pasa por donde era el Banco de América y Banco Central (Brown, 1968).

Falla Tiscapa: Velasco (1973) considera a las fallas Tiscapa, Escuela y Ciudad Jardín como parte un sistema de fallas normales y fracturas dispuestas en echelón al que se denomina sistema Tiscapa. Se le considera causante del terremoto de 1972 (Niccum & Lloyd, 1973).

Falla Centroamérica: Pasa por la colonia del mismo nombre. Sus ramales se desplazaron con el sismo de 1968 (INETER, 1995). Tiene dos ramales, la falla Centroamérica oeste y la falla El Mirador.

Falla Aeropuerto: Fue cartografiada por Kuang (1973). Debe su nombre por su paso por el extremo Occidental del Aeropuerto Internacional, hacia el norte alcanza la costa del Lago Xolotlán. La Falla Aeropuerto es una falla normal oblicua con una longitud de 152 km y un rumbo promedio de N3°E (Cowan H. y Machette N. et al., 2000).

Falla Zogaib: Falla predominantemente normal, reversa. Orientada N 7° E, longitud verificada de 2.7 km y proyectada de 9 km con desplazamiento máximo de 1.5 Km con dirección al abajo al este (IGG-CIGEO, 2005).

3.3.4.3. Descripción de las Fallas principales de Managua.

Tabla 3-1. Principales Fallas de Managua. Fuente: Brown et al. (1973); Woodward-Clyde (1975); Bice (1980); Hernández et al. (1994); Sultan (1931), Dames and Moore Lamsa (1978); Cowan et al. (2000); Espinoza (2007).

Zona de Falla	Rumbo y Longitud Proyectada	Máximo Individual	Máximo Del escarpe	Tipo de falla y sentido del movimiento	Tasa de movimiento	Edad del ultimo movimiento	Comentarios
Cofradía	N4°E, ± 13°, ~ 40 km	0.5-1m	~ 15 m	Falla Normal oblicua con componente lateral izquierda. Bloque hundido hacia el W.	Probablemente 0-5	< 5 Kyr	Prominente escarpe que se extiende hacia el sur en la Caldera Masaya y es asociado con numerosos manantiales de aguas termales.
Mateare	N50°W, 35 a 70 km	-	~ 200 m	Falla Normal oblicua, con componente lateral derecha, bloque hundido hacia el NE	-	Probablemente < 20 Kyr	El escarpe de Mateare está conformado por depósitos de ignimbritas del Plesitoceno. No reporta actividad sísmica desde 1975.
Nejapa	N-S, 24 Km	1 m	~ 80 m	Falla Normal con componente lateral derecha	-	Probablemente < 10 Kyr	Estructuras monogéticas y un volcán compuesto se emplazan sobre esta falla, y definen el margen oeste del Graben de Managua.
San Judas	N-S ± 5°, 10 km	1 m	15 m	Falla Normal bloque hundido hacia el E, se desconoce si tiene sentido de movimiento lateral.	-	Probablemente < 5 Kyr	Esta falla forma un pequeño escarpe y desplaza suelos del Holoceno. Fracturas menores se originaron en el terremoto de 1972.
Estadio	N30E, ± 5°, 2 km y se extiende a 10 km en Lago de Managua	0.5 m	~ 1m	Lateral izquierda		31 de marzo de 1931	Superficie de ruptura a lo largo de 2 km en el terremoto de 1931. Fracturas menores se originaron en el terremoto de 1972.
Tiscapa	N24°E, ± 7°, 10 km y se extiende a 20 km en Lago de Managua	3.5 m	20 m	Lateral izquierda	Probablemente 0-5	23 de diciembre 1972	Pequeño escarpe geomorfológico hacia el centro de la antigua ciudad de Managua. El desplazamiento lateral izquierdo se observa en la pared Norte de la Laguna de Tiscapa.
Aeropuerto	N3°E, ± 6°, 15 km	0.5-1m	10-12 m	Falla normal oblicua con componente lateral derecha, bloque hundido hacia el E.	Probablemente 0-5	A.D. 1650-1810	Falla subvertical con un escarpe cuya altura máxima es de 10 a 12 metros.

3.4. Características sísmicas de Managua.

3.4.1. Sismicidad Histórica.

Managua fue convertida en la capital de Nicaragua a mediados del siglo diecinueve. Como en cualquier otra ciudad ubicada en el pacifico de Nicaragua. En el destructivo terremoto del 30 de marzo de 1931, murieron de una a dos mil personas, equivalentes al 2.5-5 por ciento de la población (sultán, 1941). El terremoto del 22 de diciembre de 1972 fue aún más devastador. La ciudad, que constaba con 450,000 personas, tuvo un total de 10,000 muertos, es decir de nuevo el 2.5 por ciento de la población.

Los estudios históricos y los análisis de los registros de la red sísmica mundial (Leeds, 1974) señalan que, aparte de esto eventos destructivos, en Nicaragua y en especialmente en Managua, han ocurridos mucho más sismo. Feldman (1993) presenta más detalles sobre algunos de esto eventos, con base en documentos encontrados en varios archivos históricos. La mayor fuente de información sobre los sismos que afectaron la ciudad en los últimos 150 años son los reportes y recuentos en los periódicos de la época. Morales (1998) presento un catálogo de esta información sobre los sismos en toda Nicaragua, con copia a mano de los textos originales.

Managua junto con otras ciudades de Nicaragua, ha sido fuertemente afectada por varios terremotos que tuvieron su epicentro lejos de la ciudad, en el Océano Pacifico. Estos terremotos tuvieron una magnitud tan alta, que afectaron varios países a la vez, y causaron daños materiales; inclusive provocaron la muerte de personas en áreas lejanas de su epicentro (1885,1898, 1919,1926). No obstante, en ningún caso de este tipo de eventos, se puede hablar de afectación catastrófica para Managua.

Otros sismos se reportan solo de Managua, por lo que se asume que se trata de sismos locales originados en o cerca de la ciudad, pero en la mayoría de los casos, no es posible determinar el epicentro exacto. La experiencia vivida en los últimos años con los sismos que estremecieron la capital y que fueron ubicados por la red sísmica en la zona del volcán Apoyeque, en Ticuantepe o en cofradía, ayuda a entender estas informaciones históricas. Podrían ser reportes sobre sismos ocurridos en esto lugares que, por su cercanía, afectan a Managua. Muchos de los sismos reportados como sentidos solo en Managua, se atribuyen

a estas zonas sísmicas vecinales a ella. Uno de los eventos más fuertes de esta categoría fue el terremoto de 1938. De modo que se puede concluir que los sismos ocurridos en la periferia de Managua, hasta ahora no causaron daños catastróficos en la ciudad.

En ocasiones, se reportan sismos fuertes con ruidos o retumbos que se escucharon antes o durante los sismos. Los retumbos se escuchan, generalmente, si el sismo ocurre a poca distancia; por eso se pueden relacionar estos eventos con sismo ocurridos muy cerca o debajo de la ciudad. El sismo de 1968 afectó la colonia Centroamérica, causó daños locales y demostró como sismos de una magnitud relativamente baja (Magnitud Richter 4.8), pueden causar destrucción local en la ciudad.

Las réplicas del terremoto de 1972 tuvieron magnitudes similares, ocurriendo en varias partes de la ciudad y se sumaron al daño total y al efecto de desastre. En efecto, los sismos ubicados, los sismos ubicados directamente en la ciudad representan, sin duda, la fuente más peligrosa de amenaza sísmica para Managua. En pocos casos hay señales de sismo ocurridos en las fallas de la parte Este de la ciudad, lo cual se entiende parcialmente porque la ciudad, hasta mediados de este siglo, se concentró al sur de la laguna de Tiscapa, es decir, al Oeste de la Managua actual.

3.4.2. Sismicidad Actual.

Desde hace un poco más de un siglo, en el mundo operan estaciones sísmicas; las primeras en América Central fueron instaladas en Costa Rica, a finales del siglo pasado. Hasta el año 1975, la red sísmica mundial fue la única fuente instrumental que proporcionó localizaciones de sismos en Nicaragua. Debido a la gran distancia entre las estaciones y Nicaragua, la exactitud de las localizaciones fue limitada, de manera que no se detectaron los sismos medianos y pequeños en la cadena volcánica, tan peligrosos por su cercanía a las poblaciones ubicadas en esta zona de Nicaragua, especialmente en Managua. La localización de la red mundial del terremoto de Managua de 1972, tuvo un error de aproximadamente 50 km. La historia de la observación instrumental local de los sismos comenzó en Nicaragua en 1996, cuando se instalaron los primeros sismógrafos en Managua. Se trataba de acelerógrafos, un tipo especial de sismógrafo, dedicado a registrar sismos fuertes. Se cuenta con varios registros de sismos de estos aparatos, inclusive del terremoto de 1972 y de algunas de sus réplicas más fuertes. Para estos eventos es posible determinar la aceleración causada por el

sismo correspondiente y, en algunos casos, la distancia del epicentro. En ningún caso es posible determinar la ubicación exacta del foco.

La red sísmica Nacional fue establecida en el año 1975, y ha localizado hasta ahora (con interrupción de 1985 a 1991), cerca de 25 mil sismos en Nicaragua, o sea más de 1500 sismo por año.

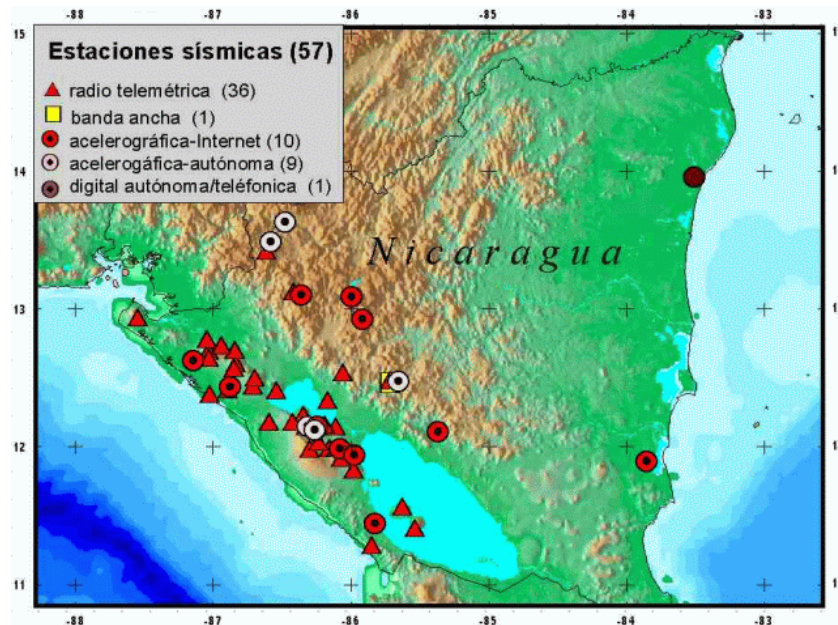


Figura 3-4. Descripción de la red de estaciones sísmicas. (Geofísica, INETER)

La mayoría de los epicentros se ubican en el océano pacífico, donde chocan las placas tectónicas Cocos y Caribe. En la Figura 3-4, se aprecia que los sismos superficiales (color rojo – hasta 40 km en esta zona ocurren mar a dentro. Los sismos de profundidad intermedia (amarillo) y muy profundo (azul – hasta 250 km) se dan más cerca de la costa del océano o directamente debajo de ella. Otra banda de sismos se concentra en un cinturón muy estrecho a lo largo de la cadena volcánica, desde Cosiguina hasta la isla de Ometepe, como resultado de la subida del magma que forma los volcanes en Nicaragua.

Como se aprecia en la Figura 3-5, los epicentros de todos los sismos ocurridos en el país entre 1975 y 1998. Por el funcionamiento de la red sísmica de Nacional se conoce hoy con que abundancia ocurren los sismos en la cadena volcánica de Nicaragua, cerca de los centros de población, su peligrosidad se debe a su escasa profundidades.

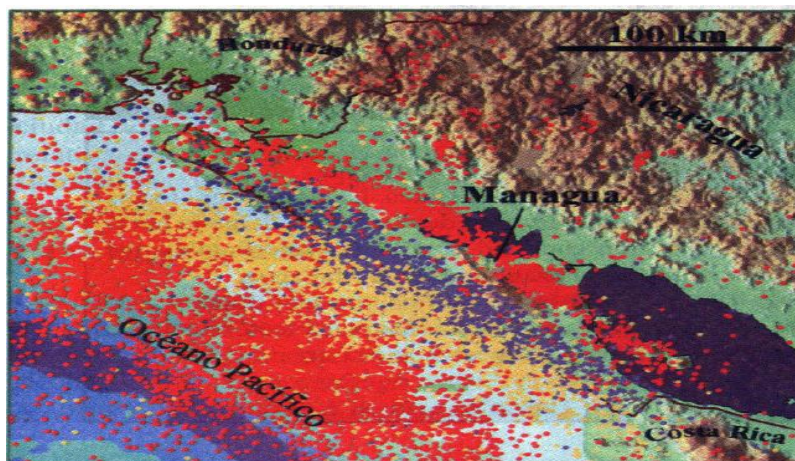


Figura 3-5. Sismicidad en Nicaragua. (Geofísica-INETER)

En la Figura 3-6, se puede apreciar la vista tridimensional de la sismicidad de Nicaragua. La apreciación de los sismos localizados por la Red Sísmica Nacional en forma tridimensional aclara como la sismicidad penetra en forma de una banda delgada hacia la profundidad de la tierra. Se observa la gran cantidad de sismos superficiales que ocurren debajo de la cadena volcánica y que amenaza también Managua. La forma como los sismos ocurren debajo del Océano Pacífico son una prueba de la validez para Nicaragua de la teoría de las placas tectónicas. La placa tectónica coco chocan con la placa del Caribe, se doblan y se hunde en el manto terrestre.

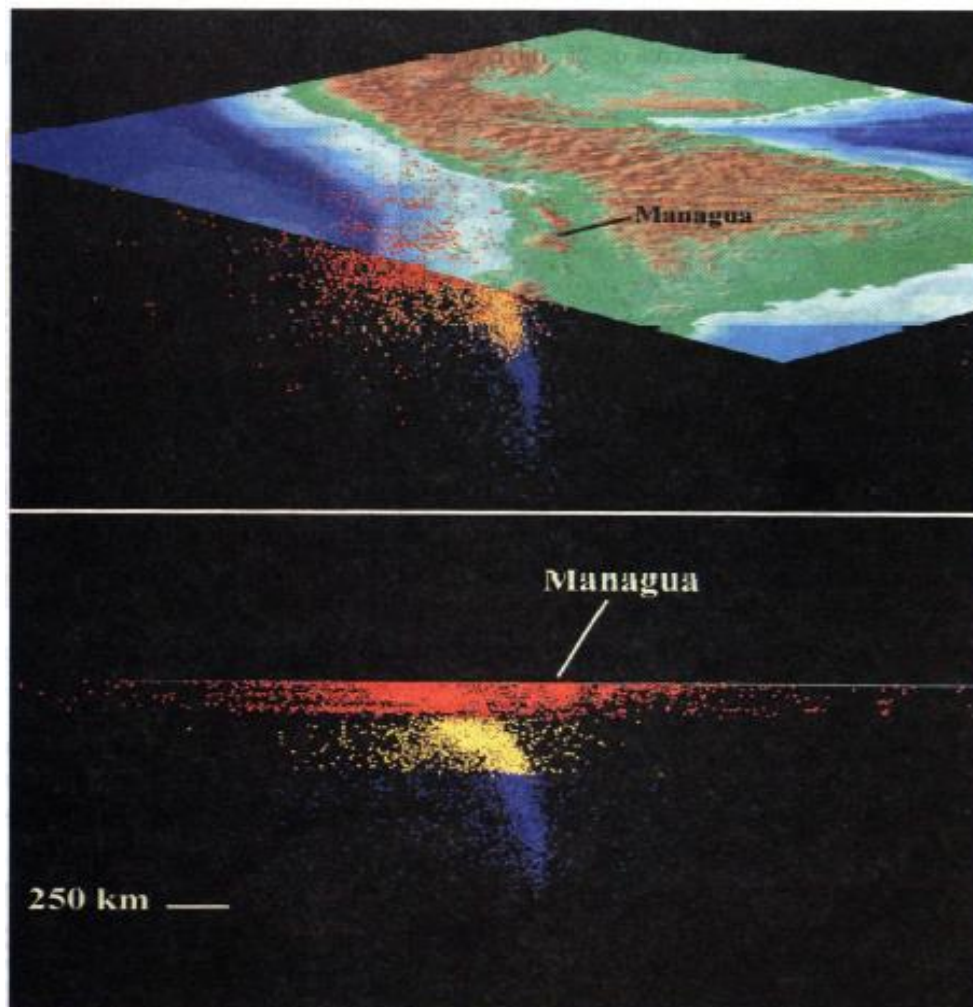


Figura 3-6. Vista tridimensional de la sismicidad de Nicaragua. (Geofísica-INETER)

En la Figura 3-7, se aprecian más de cerca los sismos registrados después de 1975 en el área de Managua y sus alrededores. Es evidente que Managua se ubica directamente en la zona más peligrosa, donde ocurren los sismos de foco superficial en la cadena volcánica. En este mapa de sismos localizados en las últimas décadas, se observa claramente que los sismos superficiales (puntos rojos) se concentran en una banda muy estrecha de solo 20 km de ancho. Esta banda coincide con la cadena volcánica: sismo y volcanes tienen una causa común.

Managua se ubica directamente en el eje de esta banda y es la ciudad más peligrosa en Nicaragua. Los sismos muy profundos (puntos verdes y azules) son menos peligrosos porque la distancia espacial supera los 100km.

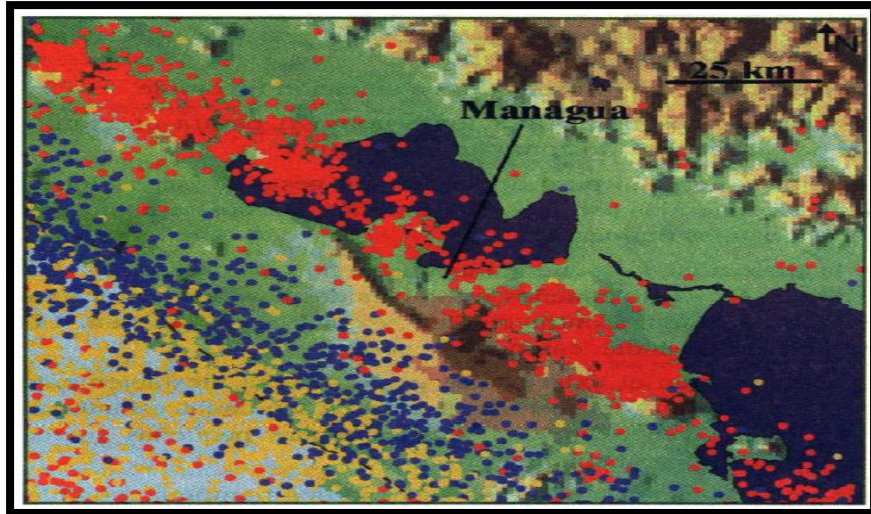


Figura 3-7. Sismicidad de Managua. (Geofísica INETER)

Pero también es sorprendente que la ocurrencia de los sismos en la propia área de la ciudad es relativamente baja en este periodo de tiempo, si se compara con la densidad de epicentros ubicados en otras partes de la cadena volcánica de Nicaragua, especialmente al sureste y noreste de la capital. A demás, los sismos ocurridos en Managua en los últimos 25 años fueron de muy baja magnitud, y la mayoría de ellos ocurrió en los años 1970. En los últimos años, ha habido prácticamente calma sísmica en Managua con relación a sismo con epicentros ubicados directamente en la ciudad.

Lo anterior contrasta con la experiencia de los dos terremotos devastadores que destruyeron la ciudad dos veces en este siglo por movimientos de fallas en la propia ciudad. La causa para esta relativa calma sísmica en Managua, que se observó al menos durante la existencia de la red sísmica, todavía no es clara. La falta de sismo podría ser una peligrosa señal de la preparación de un nuevo terremoto.

3.4.3. Terremotos Históricos.

La ciudad de Managua se ha visto afectada muy frecuentemente por la ocurrencia de eventos sísmicos asociados al sistema de fallamiento local. Éstos, en ocasiones han afectado sólo zonas parciales de la ciudad, pero otros, como el del terremoto de 1972, tuvieron mayores repercusiones en todo el territorio de la ciudad y, consecuentemente, afectaron el desarrollo socio-económico de toda la nación.

En 1968 la ciudad fue sacudida por el conocido “Terremoto de La Centroamérica” el cual tuvo una magnitud 4.8 grados en la escala Richter. Se cree que el epicentro estuvo localizado a unos 6 kilómetros hacia el sur de la Colonia Centroamérica y la profundidad del foco no fue mayor de 10 kilómetros.

La intensidad máxima se dio en el sector de la colonia Centroamérica, como se puede apreciar en el mapa de isosistas (Figura 3-8.) de Johansson (1988). En esta área (de aproximadamente 1 kilómetro de ancho) algunas viviendas presentaron grietas en las paredes y otras colapsaron. Además, se reportó daños en los sistemas de tuberías de aguas negras y de agua potable, uno de los tres puentes peatonales existentes presentó asentamientos y algunas bases para tanques de agua sufrieron daños.

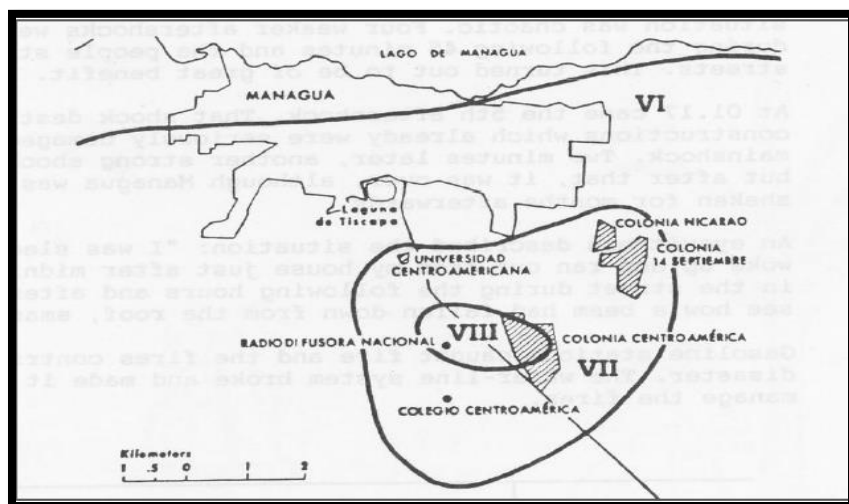


Figura 3-8. Mapa de isosistas del terremoto de 1968. (Johansson, 1988).

Un terremoto que tuvo mayores repercusiones en toda la ciudad fue el ocurrido en marzo de 1931. Este sismo fue provocado por la activación de la falla del Estadio y ocasionó la muerte de aproximadamente 1,100 personas y pérdidas económicas estimadas en 15 millones de dólares (Leeds, 1973).

Aunque se consideró que tuvo una magnitud de 5.8 en la escala de Richter causó grandes daños debido a la localización del epicentro dentro de la ciudad y la tipología de los sistemas constructivos.

Un efecto colateral al sismo fue un voraz incendio que consumió más de 10 manzanas del radio central de la ciudad (Halftermeyer, 1931). A la fecha es considerado como el segundo sismo más trágico que ha devastado la ciudad, sólo detrás del terremoto de 1972.

Las construcciones de la época eran en su mayoría de taquezal y según la narración del historiador Halftermeyer (1931), edificios como el Palacio Nacional, Palacio de Comunicaciones, la Penitenciaría Nacional, y algunos templos colapsaron, y los pocos edificios del radio central de la ciudad que quedaron en pie presentaban daños o averías. No obstante, destaca como el armazón de hierro de la Catedral, que se encontraba en construcción, quedó en pie además del edificio Casa Pellas, el Club Social, el Palacio del Ayuntamiento y la Casa Presidencial.

Esto puede explicarse si se consideran las tipologías de los sistemas constructivos de estos edificios y el hecho de que los daños se concentraron a lo largo de la zona de ruptura, de manera que, con la lejanía, disminuían; y en las comunidades cercanas a Managua no se reportaron daños (Hernández, 2009). Previo al terremoto en la capital existían 7,005 casas de las cuales 833 colapsaron y 3,848 quedaron muy deterioradas.

3.4.3.1. Características del terremoto de 1972.

El 23 de diciembre de 1972, la ciudad de Managua fue azotada por el terremoto más devastador hasta la fecha. La magnitud de dicho evento fue estimada en 6.2 grados en la escala de Richter, pero su intensidad fue variable en distintas zonas de la ciudad. Causó daños en 27 km², de los cuales destruyó 13 km² totalmente en el centro de la ciudad, dejando aproximadamente 10, 000 personas fallecidas y 20, 000 heridas. Alrededor del 75 por ciento de las viviendas de la ciudad quedaron destruidas o inhabitables, dejando cerca de 250, 000 personas sin hogar, provocando cuantiosos daños materiales (Brown, Ward, & Plafker, 1973).

El epicentro se produjo en el sector oeste de Managua, al este del único acelerógrafo que lo registró, entre 2 y 8 km de profundidad (Dewey et al., 1974) ocasionando la activación de la falla Chico Pelón, Los Bancos, Zogaib y Tiscapa, siendo esta última la principal causante de los daños. Al momento del evento solamente funcionó uno de los tres acelerógrafos que estaban instalados. Los acelerógrafos de la UNAN y el Banco Central estaban con

desperfectos en la batería, por consiguiente, únicamente se obtuvo el registro del equipo ubicado en la refinería ESSO en el que la aceleración máxima registrada fue de 0.39g (Figura 3-9.) en la dirección este-oeste. Posterior al evento principal se registraron varias réplicas, de magnitudes similares dentro de la ciudad y se sumaron a los efectos y daños del desastre debido a sus fuentes superficiales (Sozen & Matthiesen, 1975).

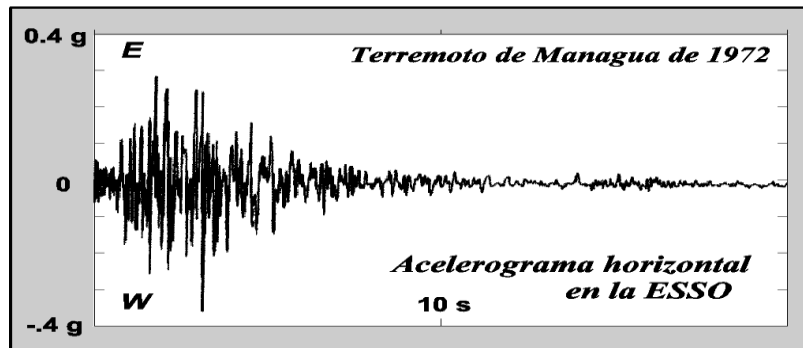


Figura 3-9. Acelerogramas del terremoto de 1972 registrado en la estación de la refinería de la ESSO. (Dewey et al., 1974)

Según Hansen and Cavez (1973), las intensidades alcanzaron el grado IX de la Escala de Mercalli en el centro de la ciudad y disminuyeron gradualmente en la periferia, donde alcanzaron los grados VI y V de la misma escala como se aprecia en la siguiente Figura:

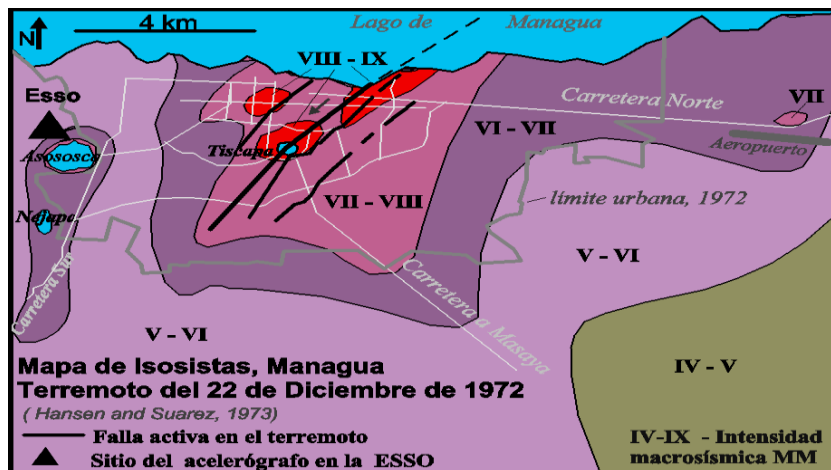


Figura 3-10. Mapa de Isosistas del terremoto de Managua de 1972. (Hansen and Suarez, 1973).

En cuanto al estudio de los daños producidos por este terremoto, diversos autores (Brown, Ward, & Plafker, 1973; Del Valle, 1973; Estrada, 1973; Hansen & Cavez, 1973) han propuesto una serie de hipótesis que explican las posibles causas de los problemas observados en las estructuras.

En resumen, los autores coinciden en que los daños se debieron al mal comportamiento de las estructuras de taquezal y la cercanía del epicentro y el hipocentro con respecto a la superficie. No obstante, Hernández (2009) luego de hacer una revisión de fotografías y otra documentación notó que algunas edificaciones de taquezal no colapsaron y apreció la existencia de zonas con grandes daños, delimitadas dentro de áreas extensas que mantenían la misma tipología constructiva. Un ejemplo se muestra en la Figura 3-11. Por tal razón sugiere que posiblemente durante el terremoto hubo un comportamiento desigual de los suelos o existieron otras causas además de las malas tipologías constructivas, así como desplazamientos del terreno; es decir, posiblemente ocurrió efecto de sitio.



Figura 3-11. Vista aérea del centro de Managua después del terremoto de 1972. (Steinbrugge, 1972)

Estrada (1973) opina que, tomando en cuenta que el suelo de Managua está compuesto fundamentalmente por escorias volcánicas, se puede considerar como un suelo rígido, lo cual desfavorece el adecuado comportamiento dinámico de las edificaciones bajas durante una excitación sísmica. Esto se corrobora con los comentarios de Del Valle (1973) al sugerir que las edificaciones más rígidas se vieron afectadas, debido a la correspondencia en los modos de vibrar de las estructuras con los periodos del suelo.

3.5. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LA CIUDAD DE MANAGUA.

La ciudad de Managua está situada en una depresión estructural conocida como el Graben de Managua, que es un micrograben de la “Depresión Nicaragüense” (R.M. Parrales & Picado, 2001). Debido a la existencia de edificios volcánicos y remanentes de antiguos volcanes, el subsuelo de Managua se caracteriza por la presencia de una secuencia volcano-sedimentaria donde, además, se ha identificado la presencia de numerosos suelos fósiles, lo que demuestra la existencia de ciertos periodos de calma entre eventos volcánicos o tectónicos y que ha permitido el desarrollo de suelos de diferentes tipologías (Hradecky, 1997; INETER, 2002).

A raíz del terremoto de 1972, Faccioli et al. (1973) elaboró un estudio de microzonificación en el área de Managua con fines de cimentación y realizó una propuesta de estratigrafía con base en valor de N de los ensayos SPT abordados en su estudio. Los ensayos SPT tuvieron en promedio una penetración de 15 metros. Faccioli et al. (1973) sugiere la siguiente clasificación de suelos:

- Suelos blandos ($N < 10$)
- Suelos medianamente densos ($10 < N < 50$)
- Suelos firmes o compactos ($N > 50$)

Los suelos superficiales, o suelos blandos, están compuestos por arenas limosas y pertenecen a los suelos de origen aluviales. La segunda capa está compuesta de suelos medianamente densos, y corresponde a arenas de densidad media, pómez, gravas y canteras. La tercera capa corresponde a arenas limosas muy compactadas o talpetate.

Los estudios abordados por Faccioli et al. (1973) permitieron obtener perfiles de la estratigrafía de la ciudad en la dirección N-S y E-W donde se aprecia las variaciones en los espesores de las capas del suelo propuesta. Estos perfiles corresponden a la Figura 3-12, 3-13 y 3-14:

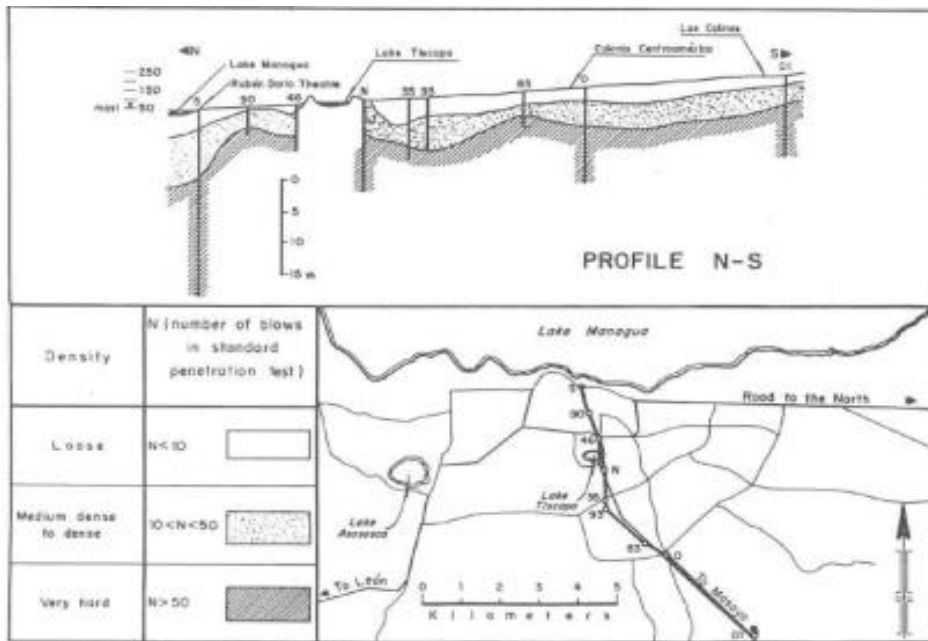


Figura 3-12. Perfil N-S de estratigrafía de la ciudad de Managua. (Faccioli et al., 1973).

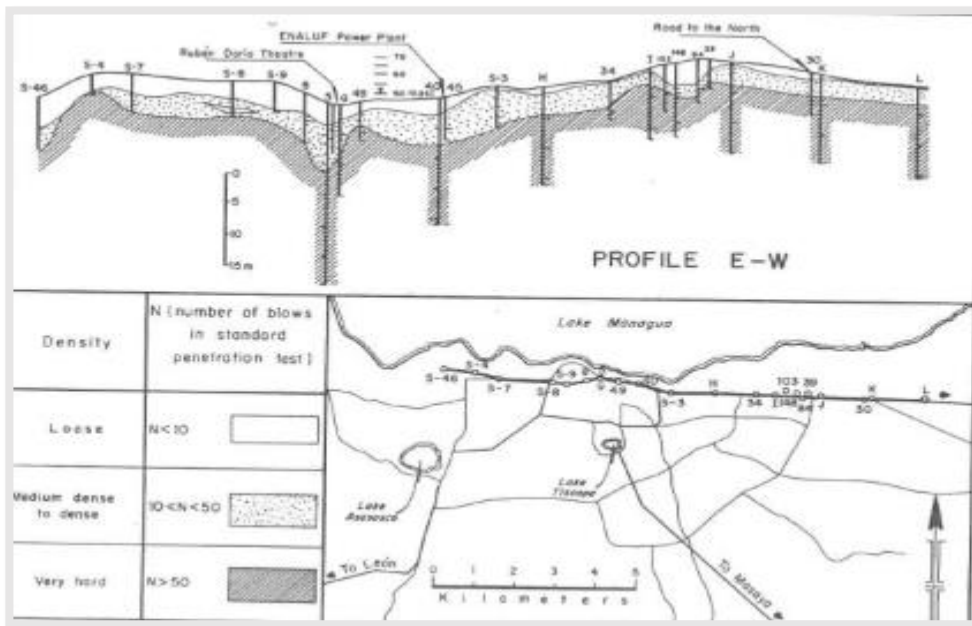


Figura 3-13. Perfil E-W de estratigrafía en la zona costera al lago de Managua. (Faccioli et al., 1973).

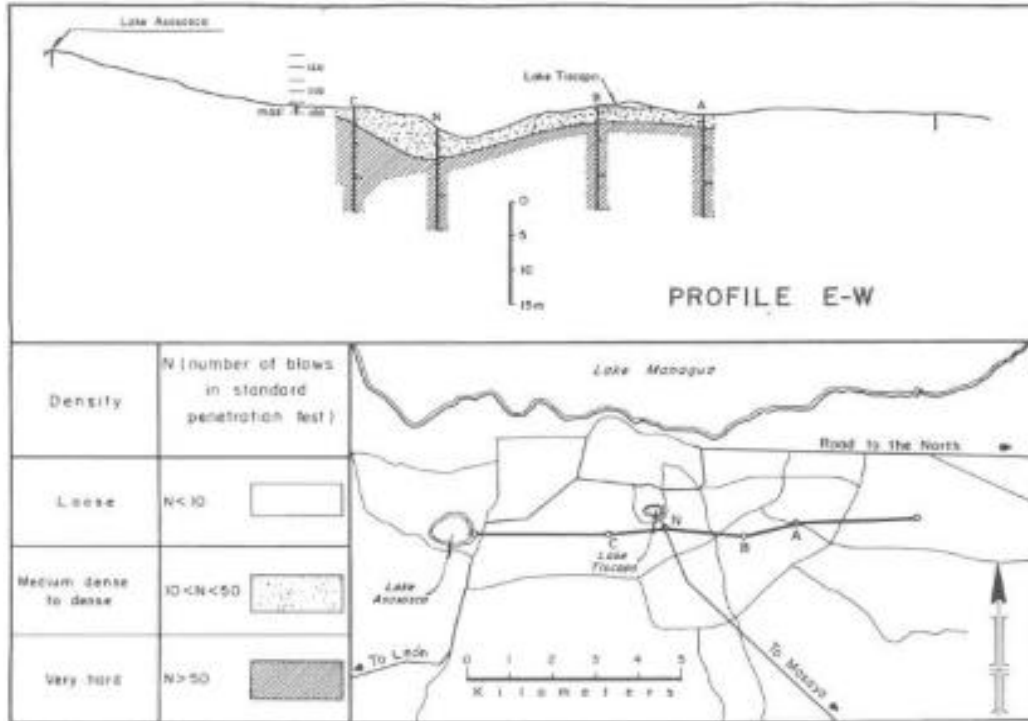


Figura 3-14. Perfil E-W de estratigrafía en la zona central de la ciudad de Managua. (Faccioli et al., 1973).

3.5.1. Parámetros dinámicos de los suelos de Managua.

El estudio de las características dinámicas de los suelos de Managua, por lo general, se ha basado en ensayos de estudios SPT, de manera que se establece una correlación entre el valor de N y la velocidad de ondas de corte de los diferentes estratos que pudieran componer el suelo.

Faccioli et al. (1973) definió modelos de velocidades en el sitio de la refinería de la ESSO, el Hotel Balmoral, Teatro Rubén Darío y la Colonia Centroamérica, mediante perforaciones VSP a 33, 26, 28 y 34 metros, respectivamente. Faccioli et al. (1973) propuso para cada sitio modelos de velocidades en tres estratos (exceptuando el sector de la refinería que contenía dos estratos). Las velocidades en basamento propuestas se encontraban en un rango de 550 a 600 m/s por lo que, probablemente, se requiere de perforaciones a mayores profundidades para encontrar un basamento con características de roca (velocidades superiores a 760 m/s).

Posteriormente Escobar y Corea (1998) y R.M. Parrales y Picado (2001) con base en una mayor cantidad de perforaciones para ensayos SPT desarrollaron investigaciones que permitieron realizar propuestas de modelos de velocidades para cada sitio de estudio. Además

de estimar el módulo de corte del suelo y los factores de amortiguamiento para cada estrato mediante la utilización de la herramienta informática SHAKE91. Sin embargo, estas nuevas investigaciones no pudieron superar las limitantes en cuanto a profundidad de sondeo que tuvo Faccioli et al. (1973), de manera que las profundidades de exploración en promedio no superaron los 20 metros.

En la actualidad hay una gran cantidad de estudios para determinar parámetros dinámicos del suelo en la ciudad de Managua; pero, en sitios muy localizados. Estos estudios son elaborados con fines de diseño de estructuras de gran relevancia como edificio Pellas, INVERCASA, etc. Recientemente, Hernández (2009) elaboró una propuesta de microzonificación de la ciudad con base en mediciones de ruido ambiental. El estudio se basó en agrupar por familias los cocientes o razones espectrales (H/V) que tuvieran una similitud en frecuencia y amplificación. De esta manera se agrupan suelos que pueden tener una respuesta sísmica muy similar, y posteriormente, procedió a definir los modelos de estratigrafía y velocidades para cada estrato.

Tabla 3-2. Clasificación de los suelos de Managua con fines de diseño sísmico. Fuente: (Hernández, 2009).

TIPOS DE SUELOS	DESCRIPCION DEL SUELO	V_{s30} (m/s)
Tipo I	Afloramiento rocoso	909
Tipo II-A	Suelo firme (Suelo muy denso)	609
Tipo II-B	Suelo firme (Suelo denso)	471
Tipo III	Suelo Moderado blando	360

El mapa de la Figura 3-15. Se muestra la zonificación propuesta en base al parámetro V_{s30} . Los datos correspondientes a cada zona se resumen en la Tabla 3-2 mostrada anteriormente.

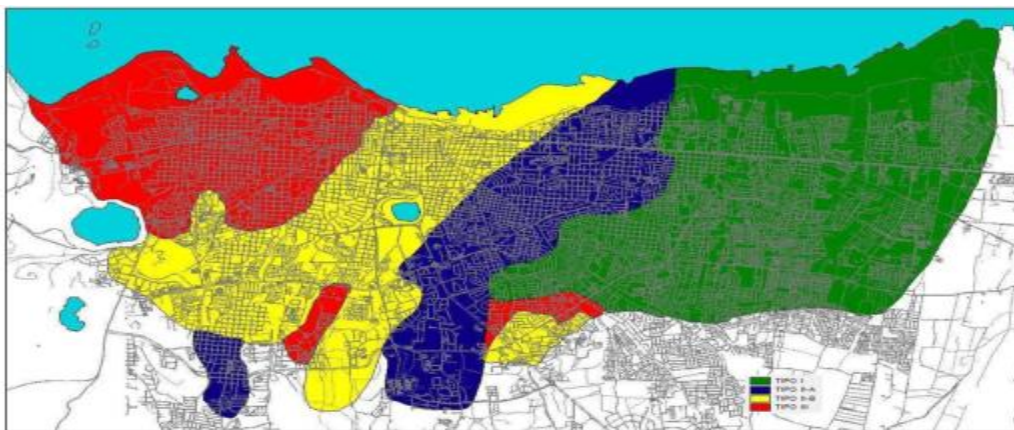


Figura 3-15. Clasificación de suelos para la ciudad de Managua. (Hernández, 2009).

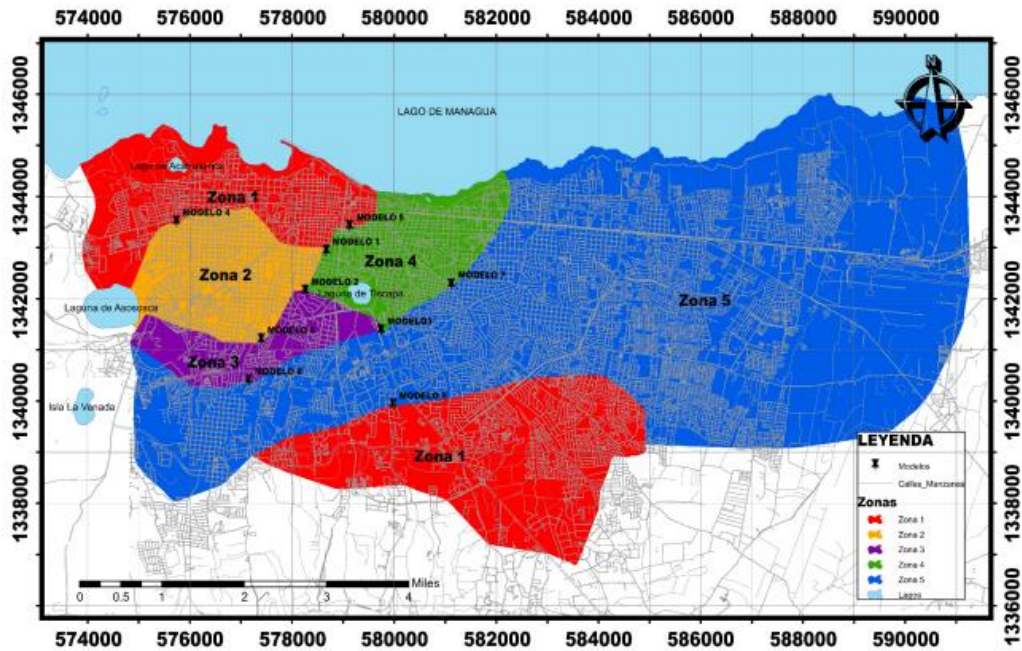


Figura 3-16. . Clasificación de suelos para la ciudad de Managua Propuesta de Castillo y Zepeda, 2013 (Castillo and Zepeda, 2013)

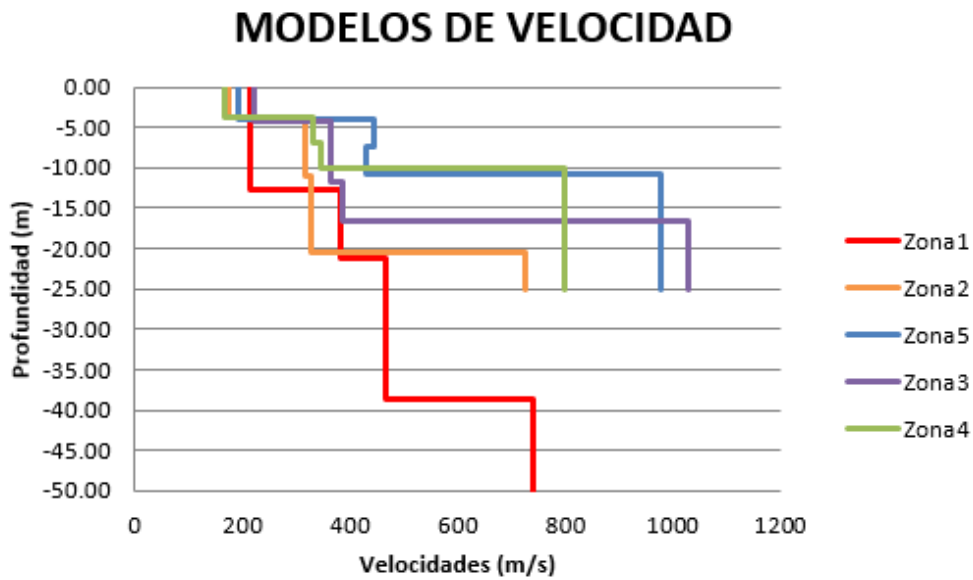


Figura 3-17. Modelos de Velocidad Propuesta de Castillo y Zepeda, 2013. (Castillo and Zepeda, 2013)

4. REVISIÓN DE LITERATURA.

4.1. Conceptos Generales.

4.1.1. Tectónica de placas.

La parte más superficial de la Tierra está dividida en un número de bloques o mosaicos a los que se denomina “Placas Tectónicas”. Dichos bloques tienen un espesor que va de los 15 a los 50 km aproximadamente y componen lo que ha dado en llamar la “Litósfera”. La Litósfera es la parte rígida del “cascarón” de la Tierra y comprende tanto a la corteza como a una parte (la parte más superficial) del Manto. La capa de la Tierra que se encuentra inmediatamente debajo de la Litósfera es la Astenósfera, la cual no es rígida. Las placas tectónicas se mueven arrastradas por el material que las suprayace teniendo velocidades del orden de cm/año.

Las velocidades y, en ciertos casos, las direcciones de movimiento entre placas son diferentes lo que da lugar a interacciones en las fronteras de dichas placas. Existen tres tipos principales de frontera entre placas:

- a. **Convergentes.** En este tipo las placas han tenido una “colisión” y, por lo general, ocurre que una de ellas (la de mayor densidad) penetra por debajo de la otra.
- b. **Divergentes.** En este tipo de frontera, las placas se separan en dirección opuesta partiendo de la frontera, debido a la emergencia de material proveniente del interior(Manto). Este tipo de fronteras forma por lo general un tipo de cordillera (dorsal) con un surco en la cima y se localizan muy comúnmente en el océano.
- c. **Fronteras transcurrentes.** En este tipo de linderos las placas se mueven con desplazamientos laterales, es decir, pasan una junto a la otra.

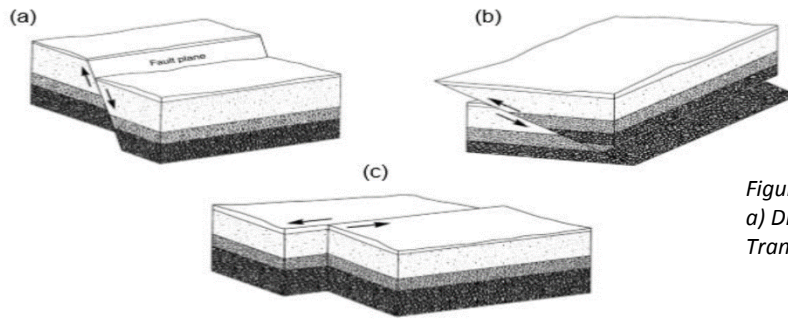


Figura 4-1. Tipos de límite de placas:
a) Divergentes, b) Convergentes, c)
Transcurrentes. (Kramer, 1996)

En los límites de las placas se generan fuerzas de fricción que mantiene atoradas dos placas adyacentes, produciendo grandes esfuerzos en los materiales. Cuando dichos esfuerzos sobrepasan la resistencia de la roca, o cuando se vencen la fuerza de fricción se produce una ruptura violenta y la liberación de la energía acumulada. Esta energía irradia desde el foco o hipocentro en forma de ondas que se propagan en todas direcciones a través del medio sólido de la Tierra. Estas ondas son las conocidas como ondas sísmicas.

4.1.2. Mecanismo de generación de los sismos.

En primer lugar, es necesario notar que en una zona de subducción el movimiento de una placa bajo la otra se realiza venciendo las fuerzas de fricción, generadas en el contacto entre ambas. A lo largo de este contacto, llamado zona de Wadati-Benioff (WB), el movimiento de una placa contra la otra tiene lugar discontinuamente, por "brincos". Es esto precisamente lo que genera los temblores en esas regiones.

Análogamente, tanto en la zona de subducción (zona WB) como en cualquier otro tipo de falla, se acumula gradualmente la tensión hasta que rebasa un límite, en ese momento comienza a presentarse un fallamiento en algún punto inicial llamado foco, desde donde se continúa dicho fallamiento o ruptura hasta ocupar cierta extensión a todo lo largo y ancho de un plano, llamado el plano de falla.

Un comportamiento análogo puede ser observado cuando el contacto entre placas aflora en la superficie de la Tierra, como en la famosa Falla de San Andrés, en California la cual es una falla del tipo transcurrente. De hecho, fue en observaciones hechas en esta falla que pudo deducirse este mecanismo, conocido como la Teoría del Rebote Elástico. Esto ocurrió durante el sismo de San Francisco en el año de 1906. La siguiente Figura, muestra las dos placas durante el movimiento lateral que produce la acumulación de esfuerzos. Cuando los

esfuerzos rebasan cierto límite y el fallamiento se produce en un punto y se propaga en ambas direcciones. Se dejan ahora un desplazamiento que permanece entre ambas caras de la falla

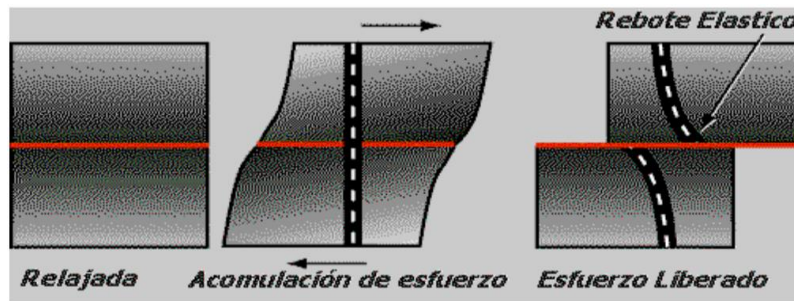


Figura 4-2. Rebote Elástico. (Ramírez, 2002)

Aunque este proceso puede parecer intuitivamente obvio, en realidad no lo es; durante mucho tiempo, se pensó que el fallamiento de la corteza era un efecto de los temblores y no el origen de los mismos. Como fuentes de éstos, se pensaba en intrusiones de magma o colapso de volúmenes por cambios de densidad de las rocas que componen la corteza. Aunque estos mecanismos pueden ciertamente ocurrir, en la actualidad sabemos que la mayoría de los temblores se originan por el mecanismo expuesto. Los sismos que son causados por interacción de las placas o por esfuerzos dentro de las placas son llamados "tectónicos", esto incluye a las fallas superficiales. Otros tipos de sismos están asociados a fenómenos como la actividad volcánica o el colapso del subsuelo por la extracción de fluidos o materiales del subsuelo, o por el exceso de presión causado por la carga de un embalse.

Para finalizar es necesario hacer dos observaciones que no están explícitas en los párrafos anteriores. La primera es que aun cuando podemos modelar el proceso de ruptura como un proceso elástico, el hecho de que ocurra una ruptura ya es de por sí evidencia de que no lo es completamente, es decir, las rocas no se comportan elásticamente del todo. Es por eso que se deben incluir otros efectos al modelar el proceso. Sin embargo, las ondas que se generan y se propagan (las ondas sísmicas) son ondas elásticas debido al poco tiempo involucrado en su propagación.

La segunda concierne, nuevamente, al comportamiento mecánico de las rocas. Cuando una roca es sometida a una fuerza pequeña por un tiempo corto de tiempo, la roca se deforma; pero al cesar la fuerza, recupera su forma original. A esto ya nos referíamos en la discusión anterior; sin embargo, cuando la fuerza a que se somete el material es mayor que su

resistencia, este se rompe o falla a lo largo de un plano. Si existe un plano de falla preexistente, una nueva ruptura tenderá a presentarse en el mismo lugar porque este es un plano debilitado por rupturas anteriores. De la misma manera, si tenemos dos placas en contacto, la resistencia al movimiento entre ellas se da a causa de la fricción entre las caras; sin embargo, la fuerza de fricción entre ellas es mucho menor que la que sería necesaria para romper nuevas rocas, de manera que las fuerzas acumuladas tenderán a fallar a lo largo del mismo plano.

4.1.3. Clasificación de los sismos.

Los sismos se pueden caracterizar como un proceso de ruptura y deformación elástica del material de la litósfera, y bajo esas condiciones todos los sismos son iguales, sin embargo, se ha visto que, dependiendo del tipo de falla o mecanismo causal, así como del medio de propagación, los sismos pueden tener consecuencias diferentes en la superficie. Es por eso que se pueden clasificar a los sismos según su zona de generación, y su profundidad.

De acuerdo a lo anterior tenemos la siguiente clasificación:

- a. **Sismos de subducción someros.** Aquellos que se generan en las fronteras de este tipo y que ocurren a profundidades que no exceden los 40 km.
- b. **Sismos de subducción profundos.** Aquellos que ocurren debido a la interacción de subducción y en la zona de fricción (interplaca), pero a profundidades mayores a los 40 km.
- c. **Sismos intraplaca de profundidad intermedia.** Sismos que se presentan en la placa subducida, pero no ocasionados por la fricción entre las placas sino por fractura de la placa que ha penetrado, sus profundidades son mayores a los 80 km y generalmente menos de 500 en México.
- d. **Sismos de zonas de acreción.** Sismos que se presentan en este tipo de fronteras, por lo general con profundidades que no exceden los 20 km.
- e. **Sismos de fallas de transurrencia.** Los que se presentan en este tipo de frontera, cuyas profundidades nos exceden los 30 km por lo común.
- f. **Sismos corticales intracontinentales.** Sismos que se presentan en fallas no directamente relacionadas con los procesos de interacción entre las placas, sino al interior de una placa. Sus profundidades no exceden el grosor de la placa.

Adicionalmente, se pueden considerar los sismos volcánicos, los cuales tienen una clasificación propia. Entre estos, los llamados sismos volcano-tectónicos serían equivalentes a los sismos corticales. Otros sismos de este tipo pueden deberse al transporte de fluidos (e.g. magma o agua) en cavidades y fracturas, ocasionando la emisión de bajas frecuencias por lo que se llaman temblores.

Se ha visto que los mayores sismos son, por lo general, del tipo A. Sin embargo, los sismos de tipo B, C, E ó F pueden llegar a tener consecuencias graves.

4.1.4. Ondas sísmicas.

Las **ondas sísmicas** (u ondas elásticas) son la propagación de perturbaciones temporales del campo de esfuerzos que generan pequeños movimientos en un medio. Las ondas sísmicas pueden ser generadas por movimientos telúricos naturales, los más grandes de los cuales pueden causar daños en zonas donde hay asentamientos urbanos. Existe toda una rama de la sismología que se encarga del estudio de este tipo de fenómenos físicos. Las ondas sísmicas pueden ser generadas también artificialmente (en general por explosiones).

4.1.4.1. Ondas de Cuerpo.

Las ondas de cuerpo viajan a través del interior de la Tierra. Siguen caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la Tierra. Este efecto es similar al de refracción de ondas de luz. Las ondas de cuerpo transmiten los temblores preliminares de un terremoto, pero poseen poco poder destructivo. Las ondas de cuerpo son divididas en dos grupos: ondas primarias (P) y secundarias (S).

4.1.4.1.1. Ondas P

Las ondas P son ondas longitudinales o compresionales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1.73 veces de las ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material. Velocidades típicas son 330m/s en el aire, 1450m/s en el agua y cerca de 5000m/s en el granito. (Ver Figura 4-3)

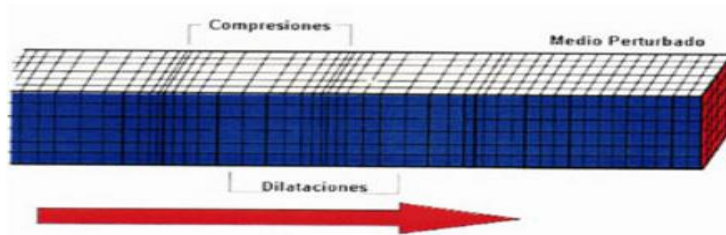


Figura 4-3. Desplazamiento de las ondas Primarias (www.funvisis.gob.ve)

4.1.4.1.2. Ondas Superficiales

Las ondas superficiales son análogas a las ondas de agua y viajan sobre la superficie de la Tierra. Se desplazan a menor velocidad que las ondas de cuerpo. Debido a su baja frecuencia provocan resonancia en edificios con mayor facilidad que las ondas de cuerpo y son por ende las ondas sísmicas más destructivas. Existen dos tipos de ondas superficiales: ondas Rayleigh y ondas Love. (Ver Figura 4-4)

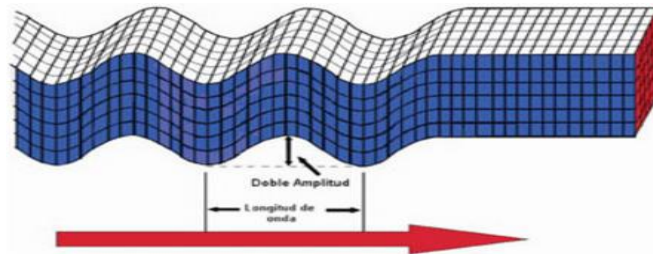


Figura 4-4. Desplazamiento de las ondas Secundarias (ww.funvisis.gob.ve)

a. Ondas Rayleigh

Las ondas Rayleigh son ondas superficiales que viajan como ondulaciones similares a aquellas encontradas en la superficie del agua. La existencia de estas ondas fue predicha por John William Strutt. (ver Figura 4-5)

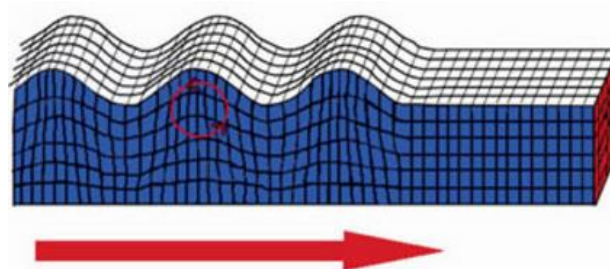


Figura 4-5. Desplazamiento de las ondas Rayleing (www.funvisis.gob.ve)

b. Ondas Love

Las ondas "Love" son ondas superficiales que provocan cortes horizontales en la tierra. Fueron bautizadas por A.E.H. Love, un matemático británico que creó un modelo matemático de las ondas en 1911. Las ondas Love son levemente más lentas que las ondas de Rayleigh.

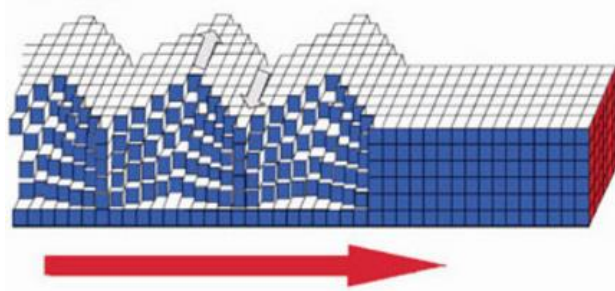


Figura 4-6. Desplazamiento de las ondas Love (www.funvisis.gob.ve)

4.1.5. Características de los Sismos

Al momento de valorar un sismo, las principales características que se consideran son, a parte del epicentro, la intensidad y su magnitud; siendo estos dos últimos, términos que representan fenómenos distintos.

4.1.5.1. Intensidad.

La intensidad es una medida de los efectos causados por un sismo en un lugar determinado de la superficie terrestre. En ese lugar, un sismo pequeño pero muy cercano puede causar alarma y grandes daños, en cuyo caso decimos que su intensidad es grande; en cambio un sismo muy grande pero muy lejano puede apenas ser sentido ahí y su intensidad, en ese lugar, será pequeña.

Cuando se habla de la intensidad de un sismo, sin indicar dónde fue medida, ésta representa (usualmente) la correspondiente al área de mayor intensidad observada (área pleistocista).

Una de las primeras escalas de intensidades es la de Rossi-Forel (de 10 grados), propuesta en 1883. En la actualidad existen varias escalas de intensidades, usadas en distintos países, por ejemplo, la escala MSK (de 12 grados) usada en Europa occidental desde 1964 y adoptada hace poco en la Unión Soviética (donde se usaba la escala semiinstrumental GEOFIAN), la escala JMA (de 7 grados) usada en Japón, etc. Las escalas MM y MSK (propuesta como estándar internacional) resultan en valores parecidos entre sí (1 y 2).

La escala más común en América es la escala modificada de Mercalli (mm) que data de 1931. Ésta, detallada en la próxima página de este documento, va del grado I (detectado sólo con instrumentos) hasta el grado XII (destrucción total), y corresponde a daños leves hasta el grado V. Como la intensidad varía de punto a punto, las evaluaciones en un lugar dado constituyen, generalmente, un promedio; por eso se acostumbra hablar solamente de grados enteros.

Tabla 4-1. Escala de intensidad Mercalli modificada abreviada. (Carcedo & Cantos, 2002).

Valor de la intensidad y su descripción	
I	No es sentido por algunas personas bajo circunstancias especiales favorables. {I de la escala Rossi-Forel}
II	Sentido solo por muy pocas personas en posición de descanso, especialmente en los pisos altos de los edificios. Objetos suspendidos delicadamente pueden oscilar. {I a II de la escala de Rossi-Forel}
III	Sentido muy sensiblemente en interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, pero mucha gente no lo reconoce como un terremoto. Automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Vibraciones como al paso de un camión. Duración apreciable. {III en la escala Rossi-Forel}
IV	Durante el día sentido en interiores por muchos, el aire libre por algunas. Por las noches algunos despiertan. Platos, ventanas, puertas agitadas; paredes crujen. Sensación como si un camión pesado chocara contra el edificio. Automóviles parados se balancean apreciablemente. {IV a V de la escala de Rossi-Forel}
V	Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas y similares rotos: grietas en el revestimiento en algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse. { V a VI de la escala de Rossi-Forel }
VI	Sentido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Algún mueble pesado se mueve: algunos casos de caídas de revestimiento y chimeneas dañadas. Daño leve. { VI a VII de la escala Rossi-Forel}
VII	Todo el mundo corre al exterior. Daño insignificante en los edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras corrientes bien construidas: considerablemente en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas, se rompen algunas chimeneas. Notado por algunas personas que conducen automóviles. {VIII de la escala Rossi-Forel }
VIII	Daño leve en estructuras diseñadas especialmente; considerable en edificios corrientes sólidos con colapso parcial; grande en estructuras de construcción pobre. Paredes separadas de la estructura. Caída de chimeneas, rimeros de fábricas, columnas, monumentos y paredes. Muebles pesados volcados. Eyección de arena y barro en pequeñas cantidades. Cambios en pozos de agua. Conductores de automóviles entorpecidos. {VIII a XIX de la escala Rossi-Forel.}
IX	Daño considerable en estructuras de diseño especial: estructuras con armaduras bien diseñadas pierden la vertical; grande en edificios sólidos con colapso parcial. Los edificios se desplazan de los cimientos. Grietas visibles en el suelo. Tuberías subterráneas rotas. {IX a las de la escala Rossi-Forel}
X	Algunos edificios bien construidos en madera destruidos; la mayoría de las obras de estructura de ladrillos, destruida con los cimientos; suelo muy agrietado. Carriles rotos, cimientos de tierra considerable en las orillas de los ríos y en laderas escarpadas. Movimientos de arena y barro. Agua salpicada y derramado por las orillas {X en la escala de Rossi-Forel}
XI	Pocas o algunas obras de albañilería quedan en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el suelo. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio. La tierra se hunde y el suelo se desliza en terrenos blandos. Carriles muy retorcidos.
XII	Destrucción total. Se ven ondas sobre la superficie del suelo. Líneas de mira (visuales) y de nivel deformadas. Objetos lanzados hacia el aire.

conveniencia de describir el tamaño de los sismos; por lo que se ha ampliado en todo el mundo los sismógrafos aplicados para estas mediciones. A consecuencia de esto se tiene una gran variedad de escalas de magnitud, estas escalas no tienen límites, superiores e inferiores, aunque claro está que las resistencias de las rocas de la litosfera representan una limitante para el tamaño de los terremotos.

En la era actual los terremotos que han registrado las mayores magnitudes son los ocurridos en China en 1920 con una magnitud de 8.5, Chile en 1960 de 8.5, Alaska en 1964 con registro de 8.6 y recientemente en Chile en el año 2010 con magnitud de 8.7 la escala de Richter.

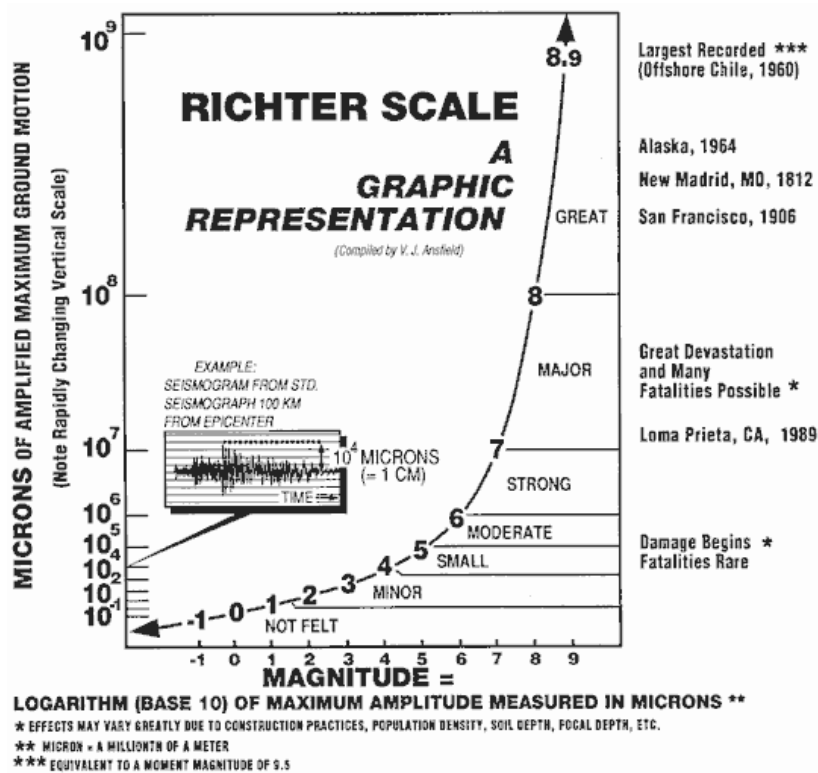


Figura 4-8. Ejemplo de medición de la magnitud de la escala de Richter.

En la Figura 4-8, se puede observar la escala de Richter de medida de magnitud de un sismo, la cual describe los posibles efectos de las magnitudes mayores y algunos ejemplos de lugares que han sufrido eventos de magnitudes altas; es de importancia mencionar que uno de los parámetros más importantes en la medida de las máximas amplitudes del movimiento del suelo.

4.1.6. Leyes de atenuación.

Según (Mosquera, 2008) Las leyes de atenuación son ecuaciones o expresiones semi-empíricas que se determinan a partir de la Magnitud-Distancia-Intensidad Sísmica, dichas palabras corresponden a la aceleración, la velocidad y la intensidad propiamente dicha del sismo. Los datos de estos parámetros son los que permiten la determinación de las leyes de atenuación.

Las relaciones de atenuación dependen de la existencia de una cantidad suficiente de acelerogramas de calidad. En la actualidad, alrededor del 95% de los instrumentos en operación son digitales y solamente un 5% son analógicos o híbridos, que son ya considerados obsoletos o imprecisos.

Uno de los usos más generalizados a nivel internacional de los registros de aceleración, está constituido por las relaciones de atenuación de la onda sísmica, ya que forman parte fundamental de los estudios de peligrosidad sísmica, tanto determinísticos como probabilísticos. Según (Schmidt, 2010), las ecuaciones de atenuación influyen en gran medida en los resultados que se obtengan en los estudios de peligrosidad sísmica. Los modelos de atenuación son utilizados por Ingenieros para estimar las fuerzas y/o desplazamientos a los que pueden estar expuestas las estructuras y con base en ellos, plantear las medidas correctivas requeridas para lograr un adecuado comportamiento estructural.

4.1.7. Conceptos Inherentes al Riesgo Sísmico.

4.1.7.1. Definición de riesgo sísmico

La definición de riesgo sísmico proporcionada por la United National Disaster Relief Office, puede encontrarse en UNDRO (1979), incluyó las siguientes definiciones:

- Peligrosidad Natural (*H, Natural Hazard*): es la probabilidad de que un nivel de movimiento del suelo causado por terremotos exceda un umbral prefijado, dentro de un intervalo específico de tiempo.
- Vulnerabilidad (*V*): se define como el grado de pérdidas que un determinado elemento o conjunto de elementos experimenta como consecuencia de un terremoto de

magnitud dada. Aunque se utilizan diferentes escalas, se puede expresar en una escala normalizada que varía desde 0 (sin daños) hasta 1 (pérdida total).

- Grado de daño o pérdidas (D): se relaciona con las consecuencias negativas producidas o que se pueden producir por la ocurrencia de un terremoto dado. Estas consecuencias no deseadas pueden ser la pérdida de vidas humanas, daños materiales en vías de servicio y líneas vitales, y daños estructurales en edificios.
- Exposición (E): Constituyen la población, propiedades, actividades económicas, incluyendo los servicios públicos que están expuestos a la peligrosidad en un área dada.
- Riesgo en sentido estricto (R_s): Es el grado de pérdidas esperadas en un determinado elemento debidas a un terremoto de una magnitud particular y en un período de exposición determinado. El riesgo se suele expresar mediante la convolución de la peligrosidad y la vulnerabilidad del elemento expuesto:

$$R_s = H \times V \quad \text{Ecuación 4.1.1}$$

Riesgo en sentido global (R_t): Expresa una valoración global de las consecuencias del evento en el sector analizado, en función de la pérdida de vidas humanas, heridos, propiedades dañadas, o perturbación de la actividad económica como consecuencia de un determinado terremoto, y se calcula como la convolución entre el riesgo específico, y los elementos de riesgo:

$$R_t = E \times R_s = E \times H \times V \quad \text{Ecuación 4.1.2}$$

4.1.7.2. Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica se define como la probabilidad de que en un lugar determinado y durante un periodo de tiempo de referencia se exceda un nivel de movimiento del suelo como consecuencia de terremotos que puedan ocurrir en un área de influencia.

Los métodos de evaluación de la peligrosidad se clasifican en dos grandes grupos:

- **Deterministas.** Asumen la hipótesis de estacionariedad de la sismicidad, considerando que los terremotos en el futuro se producirán de forma análoga a como lo hicieron en el pasado y conducen a la estimación de los límites superiores del

movimiento, expresados por los valores máximos del parámetro empleado para su descripción.

- **Probabilistas.** Deducen las relaciones de recurrencia de los fenómenos sísmicos de una zona a partir de la información existente en la misma y con ellas obtienen las funciones de probabilidad de los parámetros que representan el movimiento esperado. Estas funciones asocian a cada valor del parámetro una probabilidad anual de excedencia, o bien un periodo de retomo, que se define como el valor inverso de esa probabilidad. En contra de lo que intuitivamente cabe suponer, el periodo de retorno no indica el intervalo de tiempo promedio entre dos terremotos que generan esa intensidad, sino el periodo en años en el que se espera que la intensidad del movimiento alcance el nivel de referencia, con un 64% de probabilidad.

4.1.8. Efecto de Sitio.

Los efectos de sitio son modificaciones en amplitud, duración y contenido frecuencial que experimentan las ondas sísmicas cuando llegan a la superficie. Entre más blando sea el tipo de suelo que exista bajo la estación, mayor será la amplificación.

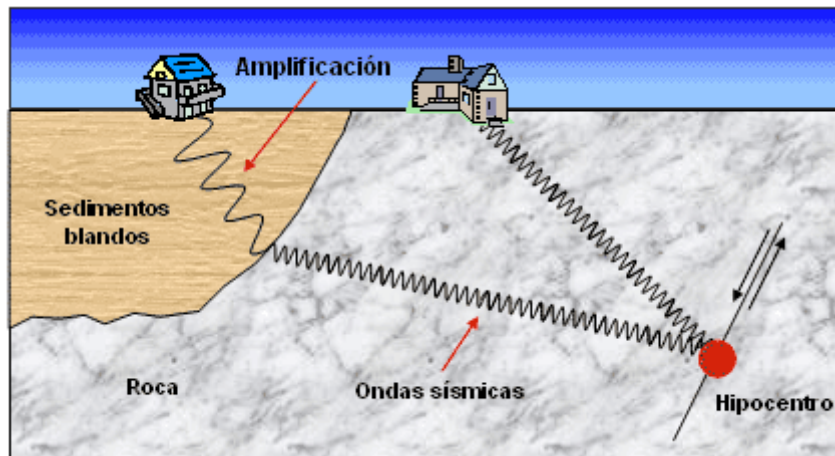


Figura 4-9. Amplificación de suelos blandos (Diaz, 2010)

Existen varias técnicas para estimar el nivel de amplificación del suelo o efecto de sitio. Los resultados que se presentan aquí fueron obtenidos luego de dividir las componentes horizontales entre la componente vertical (técnica H/V). Esto da como resultado gráfico similares a los mostrados abajo en los que, si el suelo es muy firme o se trata de roca sólida,

los valores pico estarían ubicados hacia la izquierda (períodos cortos inferiores a 0.4 s). Si el suelo es blando, los valores máximos se estarían ubicados hacia la derecha (períodos largos mayores a 0.4 s).

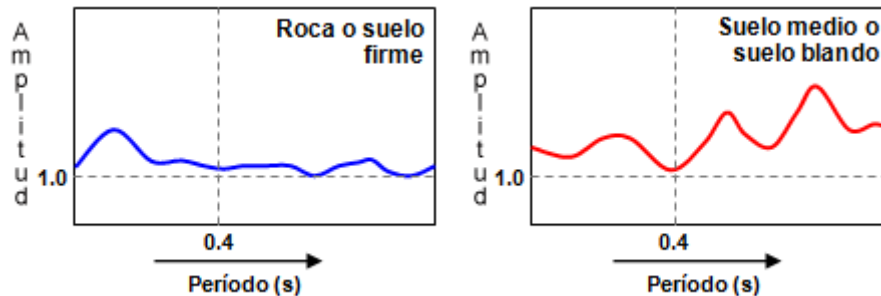


Figura 4-10. Respuesta del suelo con diferentes texturas. (Díaz, 2010)

En este informe se Figura tanto el efecto de sitio del sismo registrado como el valor promedio en cada estación. El ajuste no debe ser exacto ya que el valor promedio es más representativo de la respuesta del suelo que un solo evento. Sin embargo, se deben notar características generales como máximos y mínimos de amplificación aproximadamente en los mismos valores de período. (Universidad de Costa Rica, 2011).

4.1.9. Espectros de Respuesta.

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismorresistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

4.1.9.1. Tipos de espectros.

El concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan

características diferentes y se utilizan con distintos objetivos. En particular analizaremos tres de los espectros más comunes:

4.1.9.1.1. Espectros de respuesta elástica:

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

5.9.1.1.2. Espectros de respuesta inelástica:

son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura

4.1.9.1.2. Espectros de diseño:

las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descriptos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no

tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

4.1.10. Curvas de capacidad.

La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño.

La Capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento del “Push Over”. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuso estos para aproximar un diagrama de capacidad de fuerza-desplazamiento de toda la estructura.

Otros autores como (Clough & Penzien, 1975) definen la curva de capacidad como una gráfica de la resistencia a cargas laterales del edificio expresada como una función del desplazamiento lateral característico. Normalmente esta curva se construye graficando la fuerza cortante en la base del edificio contra el desplazamiento en el techo. El método del “Push Over” se basa en distribuir las cargas laterales en proporción al primer modo de vibración de la estructura, y su magnitud se va aumentando poco a poco. Según aumentan las cargas se detecta la formación de rótulas plásticas en los elementos y la consiguiente pérdida de rigidez, por lo que las curvas de capacidad no son líneas rectas.

Las curvas de capacidad, según (Rondon, Arauju, & Cho, 2008) naturalmente varían conforme a los tipos de sistemas constructivos, como también varían con forme a las distintas regulaciones de diferentes regiones y las prácticas de construcción existentes en cada país.

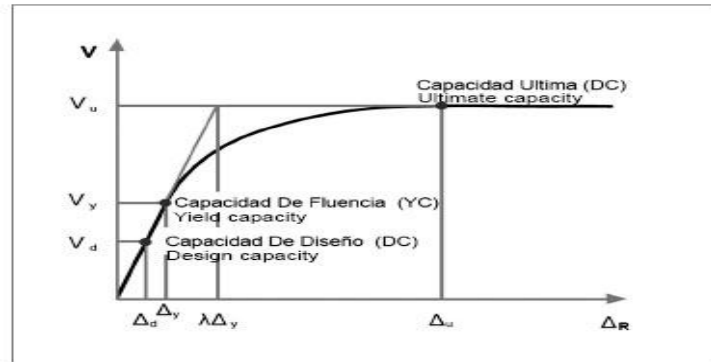


Figura 4-11. Curva de Capacidad. (HAZUZ-MH, 2003)

4.1.11. Funciones de Vulnerabilidad.

La función de vulnerabilidad de una estructura es aquella que describe gráfica o matemáticamente su vulnerabilidad para varias intensidades del movimiento del terreno, siendo estas intensidades utilizadas preferiblemente por valores de algún parámetro físico, como, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno o bien por uno de los grados en cualquier escala macrosísmica.

Para cada elemento sometido a riesgo pueden determinarse, conocido el inventario de daños, relaciones entre el parámetro descriptivo de la intensidad y el nivel de daño ocurrido. Estas relaciones son las funciones de vulnerabilidad empírica, las cuales necesitan una amplia y confiable base de información estadística. Ahora bien, si se pretende llevar a cabo estudios de costo/beneficio acerca de la efectividad relativa de intervenciones definidas por diferentes medidas posibles de mitigación del riesgo, no sólo es necesario conocer las funciones de vulnerabilidad empírica sino las funciones de vulnerabilidad teóricas o esperadas, las cuales son obtenidas de la modulación del comportamiento estructural.

Conocido el comportamiento de varios tipos de estructuras expuestas a diferentes intensidades de excitación del suelo podría realizarse una proyección o predicción de los daños esperados que pueden ocurrir en tales estructuras en futuros eventos. Por esta razón las funciones de vulnerabilidad derivadas de la estimación de las pérdidas específicas de los elementos existentes pueden utilizarse como información básica para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo en general, pues conocida la amenaza sísmica y la vulnerabilidad

de las estructuras, por convolución de estas dos variables podría determinarse el riesgo sísmico.

La caracterización de los efectos, es decir el daño sísmico, usualmente se describe en términos del costo de reparación, del porcentaje de daño o de un valor que califique el nivel de pérdida específico.

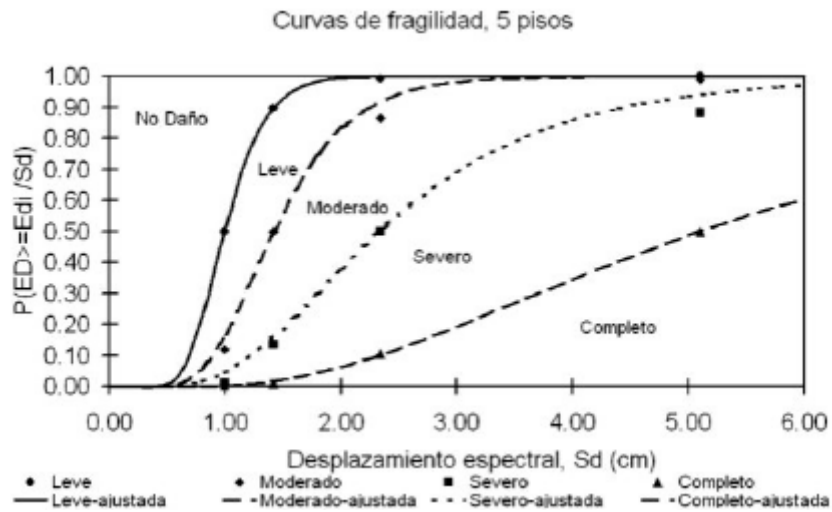


Figura 4-12. Curva de fragilidad, Edificio RCM. (Cardona, 1993)

4.2. Teoría básica

4.2.1. Leyes de atenuación.

Uno de los usos más generalizados que se le da a nivel mundial a los registros de aceleración, lo constituye las relaciones de atenuación de la onda sísmica, ya que forman parte fundamental de los estudios de amenaza sísmica, tanto deterministas como probabilísticos. Autores como Rojas et al. (1998), han considerado que las ecuaciones de atenuación influyen en gran medida en los resultados que se obtengan en los estudios de amenaza. También conocidas como Ground Motion Prediction Equations (GMPE), estas ecuaciones son utilizadas además por ingenieros para estimar las fuerzas y/o desplazamientos a los que se pueden exponer las estructuras y con base en ellos, plantear las medidas correctivas requeridas para lograr un adecuado comportamiento estructural.

A nivel mundial, se han llevado a cabo una gran cantidad de estudios al respecto. Por ejemplo, Douglas (2004) hizo una recopilación de todas las ecuaciones de atenuación planteadas hasta esa fecha en el mundo y logró describir 165 modelos para PGA como variable dependiente y 100 ecuaciones obtenidas a partir de ordenadas espectrales.

Las relaciones de atenuación dependen de la existencia de una cantidad suficiente de acelerogramas de calidad. En la actualidad, alrededor del 95% de los instrumentos en operación son digitales y solamente un 5% son analógicos o híbridos, que son ya considerados obsoletos o imprecisos.

Según (Schmidt, 2010) las ecuaciones de atenuación influyen en gran medida en los resultados que se obtengan en los estudios de peligrosidad sísmica. Los modelos de atenuación son utilizados por Ingenieros para estimar las fuerzas y/o desplazamientos a los que pueden estar expuestas las estructuras y con base en ellos, plantear las medidas correctivas requeridas para lograr un adecuado comportamiento estructural.

La predicción empírica del movimiento del suelo parte de la relación existente entre una variable dependiente y de varias independientes, que representan las tres contribuciones principales al movimiento sísmico del suelo, que son: la fuente, la propagación y los efectos de sitio. Una expresión ampliamente aceptada para relacionar estos tipos de variables es la siguiente (Joyner & Boore, 1988):

$$Y = b_1 e^{b_2 M} \left[\frac{e^{b_3 D}}{D^{b_4}} \right] e^{b_5 S} e^{b_6 P} \quad \text{Ecuación 4.2.1}$$

Aplicando logaritmos a ambos lados de la ecuación, queda en forma linealizada de la siguiente manera:

$$\ln Y = C_0 + C_m M - C_{LD} \ln D - C_D D + C_S S + C_P P \quad \text{Ecuación 4.2.2}$$

Donde:

Y: variable dependiente, que suele ser considerada como la aceleración pico del suelo, la aceleración espectral, la velocidad espectral o la velocidad pico del suelo.

M: variable independiente, es la magnitud del sismo que generó el registro Usada como M_w .

D= variable independiente; es una medida de distancia, muchas veces considerada como la distancia hipocentral (distancia más corta del hipocentro), dado que es el dato más común de en los centros de análisis.

S: es una variable binaria que representa la geología local del sitio.

P: representa la incertidumbre en la predicción, (0 para el percentil 50 y 1 para el percentil 84.)

$C_0, C_m, C_{LD}, C_D, C_S, C_P$: Son parámetros que se determinan en la regresión.

De acuerdo con Cambell (2003), las distancias epicentral y la hipocentral son malas medidas de *D* para ser consideradas en los modelos de atenuación para sismos de gran magnitud (magnitudes M_w superiores a 6,5), debido a que estos sismos tienen áreas de rupturas extensas. Sin embargo, si son distancias totalmente válidas principalmente para caracterizar sismos pequeños que pueden ser razonablemente representados por una fuente puntual o cuando el plano de ruptura puede ser identificado por sismos ya sucedidos.

Sin embargo, debido a la falta de estos datos, o la falta de precisión a la hora de haberse obtenidos, es que esta fuente (las leyes de atenuación) es la que provoca mayor incertidumbre en los estudios de peligrosidad sísmica.

Sin embargo, en el caso de América Central existen muy pocos modelos de ruptura claramente definidos para sismos moderados y grandes, por lo que se debe optar por el uso de la distancia hipocentral.

De acuerdo con Boore & Joyner (1982), es del criterio del investigador trabajar con parte o la totalidad de los términos de la ecuación 5.2, de acuerdo con la disponibilidad y fiabilidad de los datos, así como de las características propias de la región.

Los procedimientos utilizados para generar las leyes de atenuación consisten generalmente en ajustar curvas a los datos de movimientos sísmicos ocurridos en la zona, por lo que las expresiones obtenidas reflejan las características geotécnicas de la región donde fueron determinadas.

Los coeficientes C tienen el siguiente significado físico: C_0 se refiere a la fuente generadora del sismo, C_m es el coeficiente de escala de la magnitud, que también está relacionada con la fuente, C_S con la condición del suelo y C_P con la incertidumbre de la predicción.

Los términos C_{LD} y C_D que tienen que ver con la atenuación propiamente dicha, tanto elástica como inelástica requieren una especial descripción.

La atenuación inelástica está determinada por el término $-C_{LD}Dx \ln D$ de la ecuación número 2 de este documento. Refleja la disminución de la amplitud de las ondas sísmicas en función de la distancia, debido a la variación de la energía por unidad de volumen, provocada por el aumento de la superficie del frente de ondas en un punto alejado de la fuente respecto otro más cercano. Cuando ocurre la ruptura, las ondas viajan en todas las direcciones; si la fuente es considerada como un punto y los frentes de onda como esféricos (válido en el campo cercano), puede ser demostrado que la amplitud de las ondas decrece con una razón D^{-1} . Esta parte de la atenuación es causada por la naturaleza propia de la propagación de las ondas elásticas.

El término $-C_{LD}Dx \ln D$ es descrito según el modelo propuesto por Herrmann & Kijko (1983) como igual a $G(D, D_0)$, que resulta ser una propagación puramente esférica en el campo cercano (por debajo de una cierta distancia D_0 comúnmente definida como 100 km). En este caso, las amplitudes de las ondas decaen con la razón D^{-1} ya mencionada, siendo predominantes las ondas de volumen.

Sin embargo, esta expansión se vuelve cilíndrica para distancias mayores que D_0 , en la que predominan las ondas de superficie. En este caso, el decaimiento de las amplitudes de las ondas se da con una razón D^{-2} .

En vista de la diferencia en cuanto al tipo de propagación con la distancia, la expresión $G(D, D_0)$ se simplifica a $C_D \cdot \ln(D)$, que resulta ser válida para todas las distancias y para la cuál se han observado los valores más bajos en la desviación estándar aunque se asuman otras expresiones (Climent et al., 1994).

La atenuación inelástica es representada por el termino $-C_D D$ dentro de la ecuación 5.2 de este documento y se basa técnicamente en el hecho de que los materiales no son perfectamente elásticos. Por lo tanto (Schmidt, 2010) asegura que, si solo se utilizara la expansión geométrica dentro de la atenuación, el concepto estaría incompleto. El término inelástico físicamente es la pérdida de energía de las ondas sísmicas en forma de calor, como consecuencia de fricciones internas que representan los materiales al viajar las ondas a través de ellos. Esta pérdida se genera debido a las imperfecciones de la elasticidad de los materiales.

El coeficiente C_D se puede interpretar a través de la siguiente ecuación:

$$C_D = \frac{\pi f}{Qf} \quad \text{Ecuación 4.2.3}$$

Donde:

f : Frecuencia.

v : Promedio de las velocidades de ondas de corte.

Q : Es el factor de calidad (adimensional), el cual está definido como $Q = Q_0 f^n$ el cual mide la fricción interna o inelástica del material si ésta se somete a ciclos de esfuerzos a una cierta frecuencia. Q_0 es una constante y n es una constante positiva menor que la unidad. Valores altos de Q reflejan materiales con comportamiento elástico, mientras Q bajos se refieren a materiales menos elásticos, con mayor propensión a atenuar la energía (Tapia, 2006).

4.2.1.1. Ecuación de atenuación para Centroamérica.

En Centroamérica se han desarrollado cuatro ecuaciones espectrales de atenuación del movimiento sísmico (Climent et al., 1994; Bommer et al., 1996; Schmidt et al., 1997 y Cepeda et al., 2004) y una para PGA (Taylor et al., 1992) con datos instrumentales registrados en la región. Algunas de ellas han sido utilizadas en los diferentes estudios locales o regionales de amenaza sísmica que se han realizado en los últimos años.

Para solventar algunas deficiencias de estas ecuaciones (clasificación de los sitios de cada estación, adecuada distribución de la información en magnitud y distancia para las diferentes fuentes, etc.) se decidió incorporar en el presente estudio algunas ecuaciones de uso generalizado o que hayan sido desarrolladas recientemente en regiones de choques de placas, con condiciones sismo-tectónicas similares a nuestra zona de estudio, caracterizada por ser una zona altamente activa, con la ocurrencia periódica de enjambres sísmicos.

La selección de modelos que reflejen de forma realista la atenuación de Centroamérica, acorde con las observaciones, tiene una notable importancia en la evaluación de amenaza, ya que, como es sabido, la atenuación suele ser el factor que más impacto presenta en los análisis de sensibilidad en los resultados (por encima de la zonificación adoptada o de los parámetros de las zonas). En la Tabla 4-2 se muestran algunas de las leyes de Atenuación que han sido utilizadas para estudios en los países de Centroamérica.

Tabla 4-2. algunas de las leyes de Atenuación que han sido utilizadas para estudios en los países de Centroamérica. (RESIS II, 2008)

Ecuación	Base de Datos	Componentes utilizados para (PGA, Sa)	Tipo Fuentes	Distancia (km)	M _w
Cepeda et al. (2004) (CEP04)	El Salvador (Ajustes de Sismos El Salvador)	Aleatoria Media Geométrica	Intraplaca Corteza Superficial	10 – 400 0 – 100	5.0 - 8.3 5.1 – 7.2
Climent et al. 1994	América Central y México	Mayor de las horizontales	Interplaca Corteza Superficial	5 – 400	4,0 – 8,0
Zhao et al. (2006)	Japón	Media geométrica	Interplaca Intraplaca Corteza Superficial	10 – 300	5,0 – 8,2
Spudich et al. (1999)	Mundial	Media geométrica	Corteza superficial	0 – 100	5,1 – 7,2
Schmidt et al. (1997)	Costa Rica	Mayor de las horizontales	Corteza superficial	6 – 200	3,7 – 7,6

Tales ecuaciones de atenuación que se presentan se utilizaron para la Evaluación de amenazas Sísmicas en Centroamérica. Hay que reconocer que en Centroamérica existen escasos modelos de ruptura definidos por sismos moderados y grandes, por lo cual es válido hacer uso de la distancia hipocentral. (Schmidt, 2010)

Según los modelos existentes, pueden ser utilizadas otras distancias como r_{jb} , la cual es desarrollada por Joyner & Boore conocida también como distancia *Joyner and Boore*, la cual es una distancia más corta a la proyección vertical de la ruptura. Según lo estipulado por (W. B. Joyner & Boore, 1988) es de criterio del investigador utilizar parte o totalidad de los términos de la ecuación 5.2 de este documento; esto radica en la disponibilidad y fiabilidad de los datos, así como las características propias de la región.

Para el caso particular de Centroamérica, se plantean relaciones de atenuación que incorporan las características de sismicidad y de atenuación propia de la región. Una formulación empírica es la propuesta de por Schmidt (2010). El procedimiento utilizado por este autor está basado en examinar la distribución M_w vs. La distancia hipocentral para revisar la completitud de los datos. (Schmidt, 2010) Propone modelos utilizando una variedad de tipos de ecuaciones y métodos de regresión con el objetivo de seleccionar la combinación más conveniente para los datos existentes.

Para el desarrollo de esta ecuación se tomaron consideraciones preliminares sobre los datos utilizados, las cuales son:

- Magnitudes M_w superiores a 4.0 y distancias hipocentrales inferiores a 200 Km.
- En caso de que el sismo no haya sido previamente clasificado, se consideró dentro de la categoría de subducción a todos aquellos sismos cuya profundidad fuera mayor o igual a 25 Km.

De acuerdo con la Tabla 4-3, 5.96 eventos de subducción generaron 267 registros acelerográficos, los cuales están distribuidos de la siguiente manera:

Tabla 4-3. Distribución de los datos de eventos por subducción provenientes de Costa Rica, de acuerdo al número de eventos, número de registros, tipo de suelo y rangos de magnitudes. (Schmidt, 2010)

Según Tipo de Suelo	SI = 32, 12%	SII = 101, 37.8%	SIII, SIV y SV = 134, 50.2%
Según rango de Magnitudes	4 – 4.9 = 155, 58%	5 – 5.9 = 65, 24.3%	6 o más = 47, 17.7%

La ecuación propuesta para GM PGA para sismos de subducción en Centroamérica está basada en cinco casos planteados en la tabla 4-3, siendo el caso número 5 seleccionado.

La ecuación resultante para el caso número 5 es la siguiente:

$$\ln Y = b_1 + b_2 M_w + b_3 (\log \sqrt{D^2 + 5^2}) + S b_4 + H b_5 \quad \text{Ecuación 4.2.4}$$

Donde:

Y: equivale a la GM PGA en cm/s²; b_1 a b_6 : son los coeficientes a ser obtenidos por medio de regresión, no es considerado el término que se refiere a la atenuación inelástica, estos coeficientes son relacionados a la magnitud evaluada, la atenuación elástica del suelo y las condiciones binarias de clasificación de los suelos y sus respectivas amplificaciones. Los dos últimos términos corresponden a la condición del suelo en el sitio de registro. El valor de 5 Km es utilizado como un valor ficticio para resolver el problema de saturación del movimiento del suelo en el campo cercano.

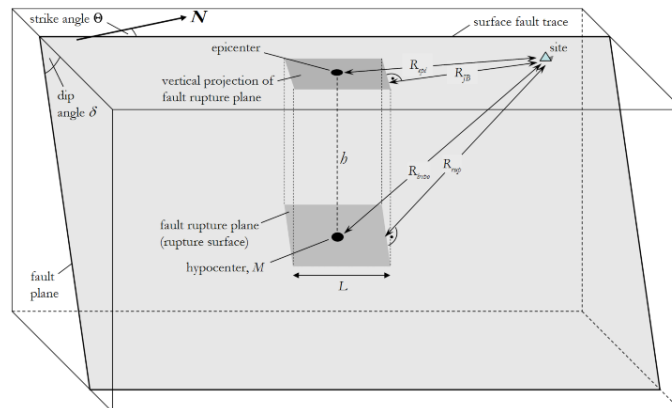


Figura 4-13. Ilustración esquemática de las distintas definiciones de distancias para las leyes de atenuación. (Molina, 2009)

4.2.1.2. Limitaciones en los modelos de atenuación.

Existen consideraciones que limitan los resultados de los modelos de atenuación, un estudio realizado por (Zhao et al., 2006) desarrolló cuales eran las consideraciones que más limitaban a los modelos de atenuación, y esas son:

- Dentro de la ecuación número 2 de este documento, se considera que una simple medida de la energía del sismo, usualmente representada por la magnitud como parámetro único.
- Una simple representación de la propagación de la onda sísmica, contenida en dos términos que explican la geometría y la atenuación inelástica, respectivamente.
- Una medida única de la distancia, usualmente definida como la línea recta más corta entre el sitio particular y el plano de ruptura, o bien. La distancia hipocentral cuando el modelo de ruptura no está disponible, que es el caso más común en Centroamérica.
- Una simple y muchas veces incorrecta representación de los efectos de sitio debido a clasificaciones inválidas del tipo o clase del suelo, ya que suele ser asignada de acuerdo con parámetros simples como observaciones en mapas geológicos y geotécnicos, estudios de pruebas geofísicas como SPT, promedio de ondas cortantes para los primeros 30 metros de profundidad o bien a partir de modelos numéricos unidimensionales que permiten la identificación del período fundamental en el sitio.

4.2.2. Capacidad estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 4-14). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

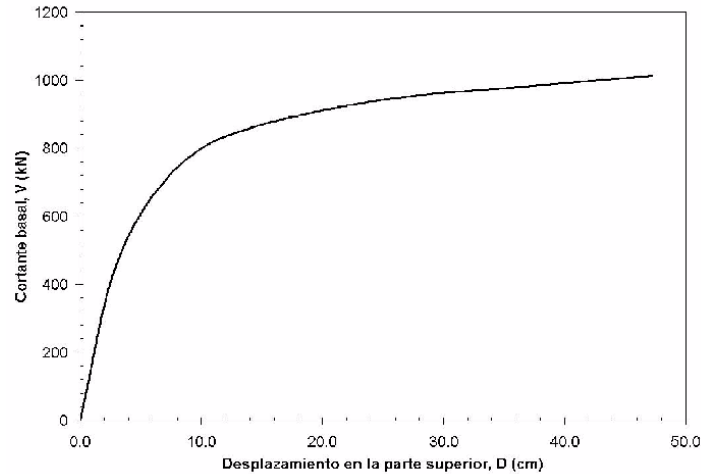


Figura 4-14. Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior).

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración.

4.2.2.1. Análisis estático no lineal (“Análisis Pushover”)

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (ver Figura 4-15).

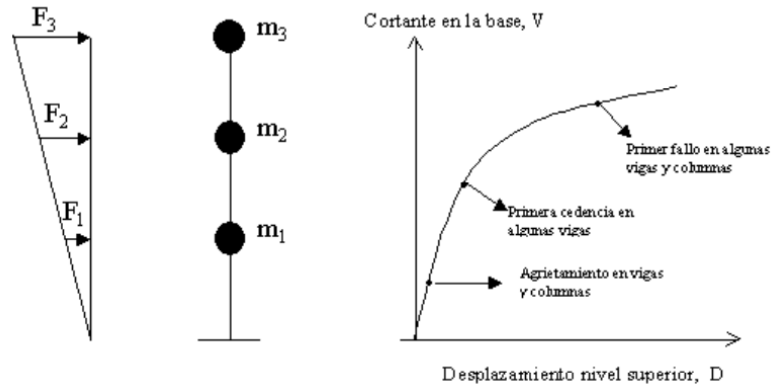


Figura 4-15. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover. (Chopra, 2014)

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 2000).

Para realizar de forma directa un análisis estático no lineal, existen varios programas entre los cuales se destacan el DRAIN-2D, el IDARC-2D y el RUAUMOKO 2D. No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación, se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos históricos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática.
- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las

componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

4.2.3. Provisión de la Demanda Sísmica.

Un punto importante en cualquier análisis de riesgo es la provisión de la respuesta sísmica (nivel y características espectrales de la respuesta de suelo). Esto es necesario para llevar a cabo el análisis de riesgo sísmico y estimación de pérdidas con SELENA. El usuario puede entregar las amplitudes de la respuesta de suelo de 3 formas distintas (Molina, 2009):

- Provisión de los valores espectrales (tomados de mapas probabilísticos de respuesta de suelo) para cada unidad geográfica (análisis probabilístico),
- definición de escenarios de terremotos determinísticos (e.g., históricos o eventos definidos por usuario) y leyes de atenuación apropiadas para calcular los valores espectrales de la respuesta de suelo espectral para cada unidad geográfica (análisis determinístico),
- provisión de respuesta de suelo registrada en las estaciones sísmicas de movimiento fuerte (análisis con datos en tiempo-real).

Siguiendo las provisiones del código internacional de construcción 2006 (IBC-2006), las aceleraciones espectrales en los periodos $T = 0,01$ [s], aceleración máxima (PGA), $T = 0,30$ [s] ($S_{a0,3}$) y $T = 1,00$ [s] ($S_{a1,0}$) necesitan ser dados para así describir el espectro elástico de respuesta. La mayoría de los códigos sísmicos (e.g., Eurocódigo 8) definen la forma del espectro de respuesta de manera que solo se necesita el PGA, de manera de escalar el

espectro. En el caso del Eurocódigo 8 el espectro de diseño es elegido para el análisis, las aceleraciones espectrales $S_{a0,3}$ y $S_{a0,1}$ no son requeridas.

4.2.3.1. Análisis Probabilístico.

El método de análisis probabilístico usa los valores de respuesta espectral, que pueden ser tomadas de los mapas probabilísticos de la respuesta del suelo. Además de los valores de aceleración (PGA, $S_{a0,3}$, $S_{a1,0}$) para cada unidad mínima geográfica, las coordenadas del centróide necesitan ser entregadas. Es importante mencionar que los mapas probabilísticos de respuesta de suelo son generalmente desarrollados para condiciones de roca, de manera que la amplificación por tipo de suelos no es incluida en los valores espectrales de respuesta.

4.2.3.2. Análisis Determinístico.

Para realizar un análisis de tipo determinístico, se necesitan leyes de atenuación para encontrar los parámetros de respuesta de suelo (PGA, $S_{a0,3}$, $S_{a0,1}$) Dado que todas las unidades geográfica están ubicadas en diferentes distancias al epicentro asumido del terremoto escenario, este proceso es hecho de manera separada para cada unidad geográfica. SELENA tiene a su haber una gran cantidad de leyes de atenuación (Apéndice A, Tabla 18 del manual de S.E.L.E.N.A.) pero a la misma vez, se puede incorporar fácilmente leyes de atenuación usuario definidas. Debe ser considerado que todas las relaciones de atenuación están referidas a sitios en roca y que por lo tanto los resultados no contemplan amplificación de suelo, lo que puede ser incorporado en el paso subsiguiente en SELENA. Aunque los respectivos términos están incorporados en los códigos, no son consideradas durante el análisis.

Dependiendo del tipo de espectro de diseño elegido para el análisis, las leyes de atenuación son usadas para definir el espectro de diseño elástico (e.g., IBC-2006), o solo para escalar las amplitudes del espectro (e.g., Eurocódigo 8) que más tarde representará la demanda sísmica, que puede ser usada en el método de espectro capacidad. Como se puede ver en la Tabla 1 del manual de S.E.L.E.N.A, todas las leyes de atenuación predefinidas pueden ser usadas para obtener valores esperados (la media) de las amplitudes como también a las respectivas desviaciones estándares, $\pm 1\sigma$, parámetros importantes para tomar en cuenta las incertidumbres aleatorias.

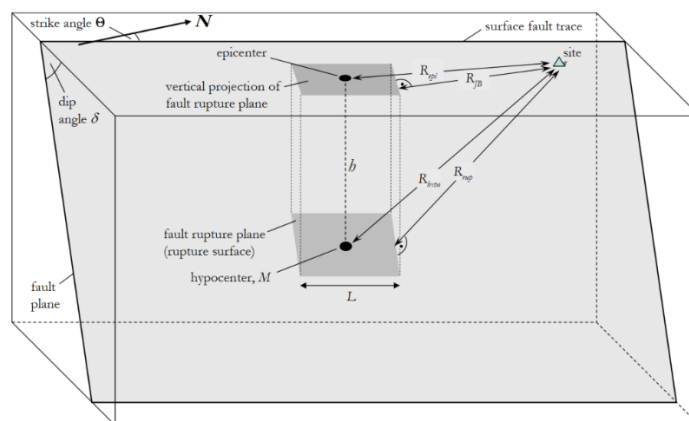


Figura 4-16. Ilustración esquemática de las distintas definiciones de distancias para las leyes de atenuación. (Manual SELENA)

Debido a que cada ley de atenuación es definida a una distancia particular, SELENA calcula de manera automática para cuatro definiciones de tipo de distancia: distancia epicentral R_{epi} , distancia hipocentral R_{Hypo} , distancia “Joyner-Boore” R_{JB} (distancia más corta a la superficie vertical proyectada sobre el plano de ruptura) y la distancia más corta al plano de ruptura R_{rup} (ver Figura 4-16).

El valor esperado de la longitud de ruptura, L , está basado en las relaciones de Wells y Copper-smith [10]:

$$\text{Log}_{10}(L) = -3,55 + 0,74M \quad \text{para fallas de deslizamiento} \quad \text{Ecuación 4.2.5}$$

$$\text{Log}_{10}(L) = -2,86 + 0,63M \quad \text{para fallas reversas} \quad \text{Ecuación 4.2.6}$$

$$\text{Log}_{10}(L) = -3,22 + 0,69M \quad \text{para el resto de fallas} \quad \text{Ecuación 4.2.7}$$

donde L es la longitud de ruptura en [km] y M es la magnitud de momento de un terremoto.

4.2.4. Demanda Sísmica dependiente del sitio - Amplificación de la Respuesta de Suelo.

En el caso de que en el sitio se encuentre materiales de tipo sedimentario, la respuesta de suelo es modificada tanto para amplitudes como para contenido de frecuencias. Factores de amplificación y/o esquinas de frecuencia que describen la forma del espectro de diseño para las distintas clases de suelo son dadas por las correspondientes provisiones de los códigos. Actualmente los procedimientos del IBC-2006, Eurocódigo 8 (Tipo 1 y Tipo 2) y el código

estándar Indio IS 1893 [40] son incorporados mientras más provisiones serán incluidas en las futuras versiones de SELENA.

La que se considera en el análisis actual es el procedimiento propuesto por el IBC-2006.

4.2.4.1. IBC-2006 (Código Internacional del Consejo (Internacional Code Council), 2006)

La metodología caracteriza respuestas de suelo usando un espectro de respuesta estandarizado, cuya forma es dada en IBC-2006 [8], la que consiste en cuatro partes: PGA, una región de aceleración espectral constante entre los periodos de cero segundos a T_{AV} , una región de velocidad espectral constante entre los periodos T_{AV} a T_{VD} y una región de desplazamiento espectral constante para los periodos más allá de T_{VD} (ver Figura 4-17).

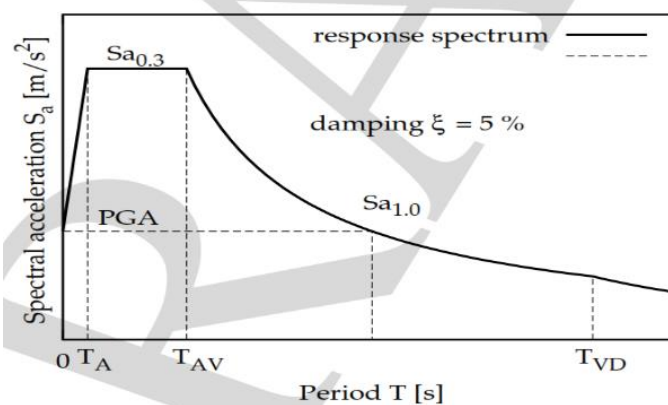


Figura 4-17. Forma estándar del espectro de respuesta. (Molina, 2009)

La región de aceleración espectral constante es definida como una constante S_a a 0.3s ($S_{a,0.3}$). La región de velocidad espectral constante tiene a S_a proporcional a $1/T$ y es fijada a la constante S_a a 1.0 s ($S_{a,1.0}$). En general, el espectro de diseño elástico $S_a(T)$ está definido por las siguientes ecuaciones:

$$S_a(T) = S_{a,0.3} (0,4 + T/T_A) \text{ para } T < T_A \quad \text{Ecuación 4.2.8}$$

$$S_a(T) = S_{a,0.3} \quad \text{para } T < T < T_{AV} \quad \text{Ecuación 4.2.9}$$

$$S_a(T) = S_{a,1.0} / T \quad \text{para } T_{AV} < T < T_{VD} \quad \text{Ecuación 4.2.10}$$

$$S_a(T) = S_{a,1.0} T_{VD} / T^2 \quad \text{para } T_{VD} < T < 10 \text{ s} \quad \text{Ecuación 4.2.11}$$

El periodo T_{AV} está basado en la intersección de la región de aceleración espectral constante y velocidad espectral constante y sus valores dependientes de los valores de aceleración que define éstas dos regiones:

$$T_{AV} = Sa_{1,0}/Sa_{0,3} \quad \text{Ecuación 4.2.12}$$

El periodo $T_{A 0,3}$ que representa el periodo de la esquina izquierda del plateau espectral se determina de la siguiente manera

$$T_A = 0,2T_{AV} = 0,2(Sa_{1,0}/Sa_{0,3}) \quad \text{Ecuación 4.2.13}$$

La región de desplazamiento espectral constante tiene aceleraciones espectrales proporcionales a $1/T^2$ y está anclada a las aceleraciones espectrales en el periodo T_{AV} , donde las velocidades espectrales constantes se transforman en una zona de desplazamientos espectrales constantes.

El periodo T_{VD} está basado en la esquina de frecuencia reciproca f_c , la que es proporcional a la calidad esfuerzos y al momento sísmico. Está frecuencia ha sido estimada por Joyner y Boore [41], la que es relacionada en función de la magnitud de momento:

$$T_{VD} = \frac{1}{f_c} = 10^{(M-5)/2} \quad \text{Ecuación 4.2.14}$$

Donde f_c es la frecuencia de esquina y M es la magnitud de momento.

Cuando no se conoce la magnitud de momento (escenario probabilístico de terremoto), el periodo T se asume como 10 segundos ($M = 7,0$).

Para poder describir el espectro de diseño elástico (para roca: clase de suelo B), en el caso que se provea el PGA, las siguientes expresiones se deben tomar en cuenta:

$$Sa_{0,3} = Sa_{AS} = 2,5 a^{PGA} \quad \text{Ecuación 4.2.15}$$

$$Sa_{1,0} = Sa_{SL} = a^{PGA} \quad \text{Ecuación 4.2.16}$$

Para tomar en cuenta la amplificación de la respuesta de suelo debido a condiciones de sitio está basado por clases y los correspondientes factores de amplificaciones son dadas por las provisiones del IBS-2006.

Estas provisiones de código no dan factores de amplificación de suelo para PGA o PGV. La metodología amplifica los valores en roca (suelo clase B) del PGA por el mismo factor especificado en la Tabla 4-5 para periodos cortos (0.3 s) de aceleración espectral, que se expresa de la siguiente manera:

Tabla 4-4. Clasificación “NEHRP” como es aplicado por IBC-2006. (Molina, 2009)

Sitio Clase	Descripción de la Clase de Sitio	velocidad de ondas de corte $V_s, 30$ (m/s)
A	Roca dura, sólo sitios de EEUU del este	> 1500
B	Roca	760–1500
C	Suelo muy denso y roca suave	360–760
D	Suelo rígido	180–360
E	Suelo blando, perfil con > 3 m de arcilla definida como suelo con un índice de plasticidad de $PI > 20$, contenido de humedad de $w > 40\%$	< 180
F	Suelos que requieren evaluaciones in-situ	-

Tabla 4-5. Factores de amplificación dados por IBC-2006. (Molina, 2009)

Suelo clase B Aceleración Espectral.	Suelo Clase				
Periodo Corto S_{AS} [g]	A	B	C	D	E
≤ 0.25	0.8	1.0	1.2	1.6	2.5
(0.25, 0.50]	0.8	1.0	1.2	1.4	1.7
(0.50, 0.75]	0.8	1.0	1.1	1.2	1.2
(0.75, 1.0]	0.8	1.0	1.0	1.1	0.9
> 1.0	0.8	1.0	1.0	1.0	0.9
periodos de 1-Segundo S_{AL} [g]	Factores de Amplificación para periodos de 1-Segundo, S_V				
≤ 0.1	0.8	1.0	1.7	2.4	3.5
(0.1, 0.2]	0.8	1.0	1.6	2.0	3.2
(0.2, 0.3]	0.8	1.0	1.5	1.8	2.8
(0.3, 0.4]	0.8	1.0	1.4	1.6	2.4
> 0.4	0.8	1.0	1.3	1.5	2.4

$$a_i^{PGA} = a^{PGA} F_{Ai}$$

Donde a_i^{PGA} es el PGA para la clase de suelo i (en unidades de [g]); a^{PGA} es de la clase de suelo B (en unidades de [g]) y F_{Ai} es el factor de amplificación de periodo corto para la clase de suelo i , para aceleraciones espectrales S_{AS} . La construcción de las demandas espectrales incluyendo los efectos de suelo para periodos cortos se logra usando la siguiente ecuación:

$$S_{ASi} = S_{AS} F_{Ai} \quad \text{Ecuación 4.2.17}$$

y para periodos largos:

$$S_{ALi} = S_{AL} F_{Vi} \quad \text{Ecuación 4.2.18}$$

mientras que el periodo T_{AVi} , que define la transición de aceleración espectral constante a velocidad espectral constante está definida en función de la clase de suelo y puede ser determinada por la siguiente ecuación

$$T_{AVi} = \frac{S_{ASi} F_{Vi}}{S_{AS} F_{Ai}} \quad \text{Ecuación 4.2.19}$$

Donde:

S_{ASi} : Aceleración espectral para periodos cortos considerando suelo tipo i (en unidades de [g])

S_{AS} : Aceleración espectral para periodos cortos considerando suelo tipo B (en unidades de [g])

F_{Ai} : Factor de amplificación de aceleraciones espectrales S_{AS} para periodos cortos considerando suelo tipo i .

S_{ALi} : Aceleraciones espectrales para periodos de 1 segundo considerando suelos de tipo i (en unidades de [g])

S_{AL} : Periodos espectrales de aceleración de 1-segundo (largo) para sitios de clase B (en unidades de [g])

F_{Vi} : Factor de amplificación para periodos cortos considerando suelo tipo i y para aceleraciones espectrales S_{AL}

T_{AVi} : Periodo de transición entre aceleración espectral constante y velocidad espectral constante para suelo de tipo i (en [s]).

Cabe señalar que el periodo T_{VD} , que define la transición entre velocidad espectral constante y desplazamiento espectral constante, no es una función de clase de sitio [ver Eq (10)].

Para la evaluación de daño estructural, es más conveniente graficar el espectro de respuesta de la aceleración como una función dependiente del espectro de desplazamiento (en vez del periodo). Esto puede ser logrado mediante la relación entre los distintos parámetros espectrales:

$$\frac{S_V}{\omega} = S_V = Sd\omega \quad \text{Ecuación 4.2.20}$$

Donde ω es la frecuencia angular (natural) del oscilador (i.e., $\omega = 2\pi f$, donde f es la frecuencia en unidades de [Hz]).

El resultado final de este proceso es la obtención de la respuesta espectral para un amortiguamiento del 5 % ubicado en el centróide de cada unidad geográfica (donde los valores de la respuesta de suelo fueron calculados) o en un sitio específico.

4.3. Metodologías y Herramientas existentes para la evaluación de pérdidas.

4.3.1. Métodos más usados para el análisis de pérdidas por efectos sísmicos.

4.3.1.1. Método del índice de vulnerabilidad

El método del índice de vulnerabilidad, se basa en las propuestas de Benedetti y Petrini (1982) y de Angeletti et al. (1988). En estos métodos, tanto la vulnerabilidad de los edificios como el daño se cuantifican mediante índices, que eventualmente pueden normalizarse para que tomen valores entre 0 y 1 o entre 0 y 100.

Este método para analizar la vulnerabilidad y el daño en los edificios, requiere los siguientes parámetros: la acción sísmica, el daño y la vulnerabilidad. La acción sísmica se puede caracterizar mediante la Intensidad o la aceleración efectiva, el daño suele caracterizarse, en estos métodos, mediante un índice que va desde cero (sin daño) a uno (colapso) o de cero a 100 si se prefiere representar en porcentaje, finalmente la vulnerabilidad pretende ser una medida cuantitativa de la propensión de un edificio a sufrir daño cuando se somete a un terremoto. A través de funciones de vulnerabilidad se relaciona el índice de vulnerabilidad con el índice de daño, para cada intensidad se establecen los niveles de daño esperado en función del índice de vulnerabilidad.

El método propuesto por Benedetti y Petrini (1982) fue el primero en utilizar el índice de vulnerabilidad para evaluar la vulnerabilidad de las edificaciones y ha sido el germen de la metodología de primer nivel del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).

En la siguiente Figura, puede verse un esquema de la metodología del índice de vulnerabilidad, indicando todos los artículos y estudios que han hecho algún aporte significativo a esta metodología, desde la clasificación de los edificios hasta la evaluación del tipo de daño y la clasificación en funciones de vulnerabilidad.

ÍNDICE DE VULNERABILIDAD ITALIANO . BENEDETTI Y PETRINI, 1982

EDIFICIO

ÍNDICE DE VULNERABILIDAD I_v

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

- TIPO Y ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE
- CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL.
- RESISTENCIA CONVENCIONAL
- POSICIÓN DEL EDIFICIO Y DE LA CIMENTACIÓN
- FORJADOS HORIZONTALES
- CONFIGURACIÓN EN PLANTA
- CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN
- SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE MUROS
- TIPO DE CUBIERTA.
- ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
- ESTADO DE CONSERVACIÓN

No.	Parámetro	Calificación				k_i	W_i
		A	B	C	D		
1	Organización del sistema resistente	0	5	25	45	1.0	
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25	
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5	
4	Influencia de la cimentación	0	5	25	45	0.75	
5	Elementos horizontales	0	5	15	45	1.0	
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5	
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0	
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25	
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0	
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25	
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.0	

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

- TIPO Y ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE
- CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE
- RESISTENCIA CONVENCIONAL
- POSICIÓN DEL EDIFICIO Y DE LA CIMENTACIÓN
- ELEMENTOS HORIZONTALES
- CONFIGURACIÓN EN PLANTA
- CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN
- CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS
- ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE BAJA DUCTILIDAD
- ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
- ESTADO DE CONSERVACIÓN

No.	Parámetro	Calificación				k_i	W_i
		A	B	C	D		
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4	4.0	
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	4	1.0	
3	Resistencia convencional	-1	0	1	4	1.0	
4	Influencia de la cimentación	0	1	2	4	1.0	
5	Elementos horizontales	0	1	2	4	1.0	
6	Configuración en planta	0	1	2	4	1.0	
7	Configuración en elevación	0	1	2	4	2.0	
8	Conexión entre elementos	0	1	2	4	1.0	
9	Elementos de baja ductilidad	0	1	2	4	1.0	
10	Elementos no estructurales	0	1	2	4	1.0	
11	Estado de conservación	0	1	2	4	2.0	

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} (K_i W_i)$$

DAÑO

TIPO DE DAÑO

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

- TIPO DE DAÑO CONSIDERADO EN PANELES VERTICALES
- TIPO DE DAÑO CONSIDERADO EN PANELES DE MAMPOSTERÍA EN ARCO
- TIPO DE DAÑO CUBIERTAS TEJA SOBRE SUB-ESTRUCTURA MADERA O ACERO
- TIPO DE DAÑO CONSIDERADO PARA CUBIERTAS EN ARCO DE MAMPOSTERÍA
- TIPO DE DAÑO EN ESCALERAS DE MADERA
- TIPO DE DAÑO EN ESCALERAS DE MAMPOSTERÍA

ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

- DAÑO EN EL SISTEMA RESISTENTE VERTICAL
- DAÑO ELEMENTOS HORIZONTALES O EN CUBIERTAS DE H.A.
- DAÑO EN ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO

BRAGA ET AL..1986
CASCIATI ET AL.. 1994

ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL (D%)

ANGELETTI ET AL.. 1988
CAICEDO ET AL.. 1994
YEPEZ ET AL.. 1996
MENA ET AL.. 2002
FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

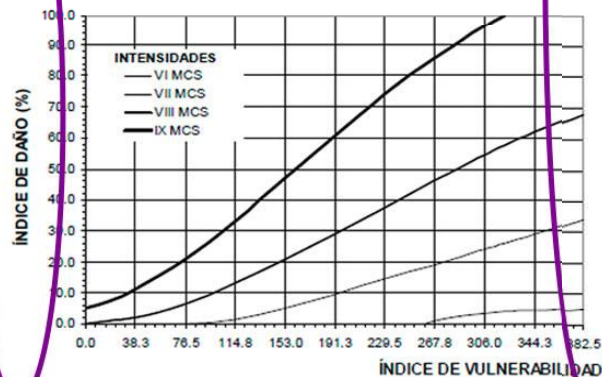


Figura 4-18. Esquema de la metodología del índice de vulnerabilidad y de las propuestas que desarrollan esta metodología. (Martinez, 2014)

4.3.1.2. Método de la EMS-98

La Escala de intensidades EMS-98 es una actualización de la escala MSK-64 y, en referencia a los edificios, quizás la aportación más novedosa es la inclusión de un mayor número de tipologías constructivas y el concepto de “clase de vulnerabilidad”. Se observa como diferentes tipos de edificios pueden pertenecer a una misma clase de vulnerabilidad y edificios con la misma tipología pueden presentar respuestas sísmicas diferentes (Barbat y Pujades, 2004).

La palabra "vulnerabilidad" se usa a lo largo de esta escala para expresar las diferencias en la forma en la que responden los edificios a las vibraciones ocasionadas por terremotos. Si dos grupos de edificios son sometidos exactamente a la misma vibración ocasionada por un terremoto y un grupo responde mejor que el otro, se puede decir que los edificios menos dañados poseen una menor vulnerabilidad sísmica que los edificios más dañados, o que los edificios menos dañados eran más sismorresistentes que los otros y viceversa.

En la EMS hay seis clases de vulnerabilidad decreciente (A-F), de las cuales las primeras tres representan la resistencia de una vivienda "típica" de adobe, una construcción de ladrillos y una estructura de hormigón armado (HA). Las clases D y E pretenden representar descensos aproximadamente lineales en la vulnerabilidad como resultado de mejores diseños sismorresistentes (DSR), y también acomodar los casos de construcciones de madera bien construidas, mampostería reforzada o confinada, y estructuras de acero, de las cuales se conoce su resistencia a las vibraciones ocasionadas por terremotos. Con la clase F se pretende representar la vulnerabilidad de una estructura con un nivel alto de diseño sismorresistente, que por ello alcanza la más alta resistencia a terremotos.

La mayor diferencia entre la escala EMS-98 y las otras escalas de intensidad radica en el detalle con el cual se definen los diferentes términos usados, en concreto el tipo de edificio, el grado de daño y las cantidades, de tal manera que éstos se consideran ahora individualmente. También, la Escala Macrosísmica Europea es la primera escala de intensidad en ser ilustrada. Varios dibujos muestran de forma gráfica y precisa lo que significan los distintos grados de daño. El propósito de estas ilustraciones es la estandarización del uso de la escala.

4.3.1.3. Proyecto Risk UE

El Proyecto Risk-UE es un proyecto financiado con fondos comunitarios que pretende desarrollar una propuesta avanzada sobre los escenarios de riesgo de terremoto para su posible aplicación en distintas ciudades europeas.

El principal objetivo de Risk-UE era proponer métodos avanzados de análisis de riesgo sísmico que permitieran incorporar las características de los edificios, del patrimonio cultural y de las sociedades urbanas típicas de Europa. Risk-UE desarrolla y aplica metodologías homogéneas y avanzadas para el estudio de la amenaza, de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en áreas urbanas europeas y se considera para otras regiones del mundo. Esta iniciativa se centra en los edificios actuales e históricos, las líneas vitales y la organización social y funcional, es decir, el sistema urbano propio de la ciudad.

La organización modular del proyecto comprendió los siguientes módulos de trabajo:

- WP1: Características distintivas europeas. Sistema de Información Geográfica (GIS), inventario, base de datos y tipologías de los edificios.
- WP2: Estudio de peligrosidad sísmica.
- WP3: Análisis de la Exposición del Sistema Urbano (USE).
- WP4: Estudio de vulnerabilidad de los edificios actuales.
- WP5: Estudio de vulnerabilidad del casco antiguo de las ciudades, de los monumentos y edificios históricos.
- WP6: Estudio de vulnerabilidad de las líneas vitales y las estructuras esenciales.
- WP7: Escenarios de riesgo sísmico.

Los módulos comprendidos entre el WP8 y WP14, ambos inclusive, se dedicaban a la aplicación de las metodologías propuestas a siete ciudades europeas. Concreta y respectivamente a: Barcelona en España, Bitola en Macedonia, Bucarest en Rumania, Catania en Italia, Niza en Francia, Sofía en Bulgaria y Tesalónica en Grecia.

El módulo WP4: "Estudio de la vulnerabilidad de los edificios actuales" propone dos metodologías para evaluar la vulnerabilidad y la fragilidad de los edificios residenciales de la ciudad. La primera metodología se basa en el método del índice de vulnerabilidad; la segunda en espectros de capacidad y curvas de fragilidad.

La metodología del índice de vulnerabilidad (MIV), llamado en Risk UE de Nivel I, clasifica el parque inmobiliario de la ciudad en clases de vulnerabilidad, para después realizar un análisis de vulnerabilidad de cada edificio individual. La acción sísmica se considera en términos de intensidad macrosísmica EMS-98.

El método del espectro de capacidad (MEC), llamado en Risk UE de Nivel II, requiere la obtención del espectro de capacidad y curvas de fragilidad específicas para los edificios analizados y la acción sísmica se considera en términos de espectros de respuesta inelástica o espectros de demanda.

En esta tesis doctoral vamos a analizar la metodología de Nivel I centrándonos en los modificadores por comportamiento que también influyen de manera decisiva en la vulnerabilidad de las edificaciones. Estudiaremos los modificadores que derivan de características urbanísticas.

Como hemos descrito anteriormente, en esta línea de investigación consideramos que un parámetro modificador deriva de características urbanísticas si puede ser regulado en la Normativa Urbanística de un Plan General de Ordenación Urbana. Se realizará una descripción de cada modificador según cada metodología o investigador y una comparativa entre las distintas ponderaciones de los modificadores.

4.3.2. Herramientas para el análisis de Vulnerabilidad sísmica.

4.3.2.1. HAZUS-MH.

La herramienta HAZUS fue desarrollada en los Estados Unidos en 1999, para evaluar la vulnerabilidad sísmica, en forma aproximada de ciudades empleando el Método del Espectro de Capacidad. La aproximación radica en que HAZUS proporciona el Espectro de Capacidad de la estructura, la misma que fue definida para 16 tipologías estructurales de Estados Unidos. Esta herramienta, según (Kircher, Whitman, & Holmes, 2006), está diseñada para generar estimaciones de pérdidas y puede ser utilizado por agencias gubernamentales, federales y estatales de los Estados Unidos con el objetivo de reducir el riesgo sísmico, preparaciones de emergencia y recuperación de daños. La metodología planteada por HAZUS contempla casi todos los aspectos del área de construcción, determinando para cada una de ellas diferentes

tipos de pérdidas. Dentro de la metodología se contempla el uso de aspectos demográficos del área seleccionada, el destino de la edificación, nombres y ubicación de puentes.

Las incertidumbres siempre están presentes en cualquier metodología de estimación de pérdidas. Una causa que podría sumar incertidumbre a la esta metodología es la falta de conocimiento sobre el comportamiento dinámico de los terremotos y sus efectos sobre los edificios. Esta metodología ha sido puesta a prueba por expertos, comprobándolo con estudios previos y terremotos que han generado muchas pérdidas en el pasado, sin embargo, la falta de información acerca de los terremotos actuales podría generar que la herramienta no esté completamente calibrada.

La herramienta tiene algunas limitantes para las personas que quisieran utilizarla, pero la más importante es que esta metodología es difícil de aplicar fuera de los Estados Unidos debido a que las condiciones de entrada del programa están ajustadas a las condiciones actuales del País mencionado anteriormente. Por lo tanto, es muy difícil su uso en otras regiones a menos que las condiciones, hasta de construcción, sean ajustadas de manera analítica. Los alcances del programa están directamente relacionados con el área en donde se aplicará la herramienta. Por ejemplo, para zonas muy cercanas a países vecinos de Estados Unidos la incertidumbre aumenta considerablemente, pero para la zona de Puerto Rico es muy precisa, y según (Kircher et al., 2006) el análisis para un censo de 1000 – 2000 edificaciones podrían tardar en generar resultados luego de 1.5 horas. En la Figura siguiente se puede observar la interfaz del software:



Figura 4-19. Interfaz del Programa de estimación de Pérdidas HAZUS 99.
(<https://www.fema.gov/hazus>)

4.3.2.2. Crisis 2007

Crisis 2007, es un programa desarrollado por CAPRA (Central América Probabilistic Risk Assesment Program) a través del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional de México y está basado en utilizar una plataforma georreferenciada orientada al cálculo de riesgo determinada por peligrosidad y expuesta términos físicos de datos de vulnerabilidad. Esta herramienta está basada en calcular, a través de un mapeo de peligrosidad, un riesgo sísmico determinado, y un análisis de costo–beneficio, el manejo de las actividades que se darían luego del evento sísmico, por ejemplo: el costo de reparación de las edificaciones, cantidad de muertos y heridos.

El programa permite obtener modelos de frecuencia, intensidad y duración de los sismos y los daños que podría generar en un área determinada. El modelo de vulnerabilidad está constituido para cada una de las áreas en estudio y se definen funciones de vulnerabilidad para cada uno de los modelos de edificaciones que se encuentren en un área determinada.

El programa está hecho para definir completamente un modelo sísmico para un análisis probabilístico y arroja resultados con incertidumbres que varían según el área de estudio debido a los cambios de geología, tipologías constructivas y exigencias de diseño.

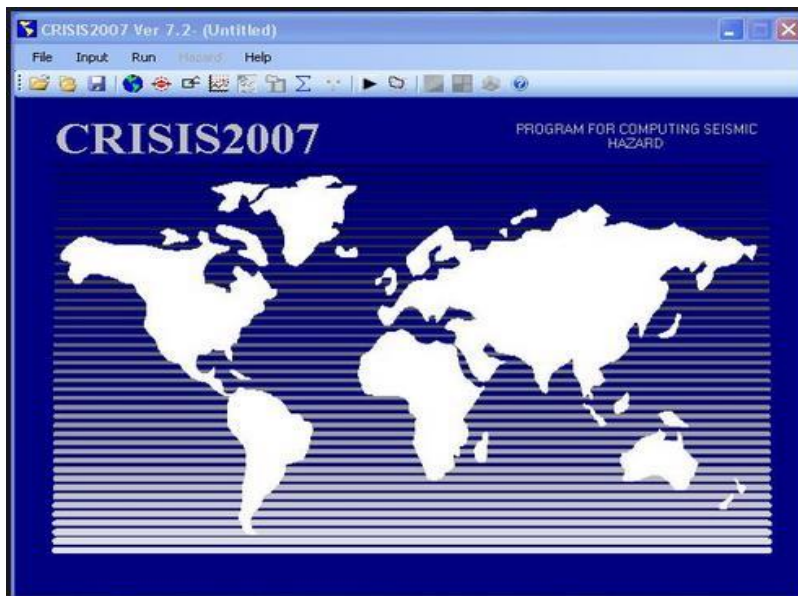


Figura 4-20. Interfaz del programa Crisis 2007. (<http://www.ecapra.org/es/crisis-2007>)

4.3.2.3. Herramienta de estimación de pérdidas usando la metodología de árbol lógico SELENA.

Conscientes de la importancia de análisis de riesgo sísmico, el centro internacional de georriesgos (ICG), a través de NORSAR (Noruega) y la Universidad de Alicante (España), ha desarrollado un software gratuito capaz de realizar riesgo sísmico en zonas urbanas usando el método de espectro-capacidad. El software se llama SELENA (SEismic Loss EstimatioN using a logic tree Approach).

Ésta herramienta de estimación de pérdidas sísmicas provee a organismos regionales y estatales la posibilidad de realizar la estimación de pérdidas ante eventos sísmicos usando metodologías acordes con el estado del arte. Esta capacidad de previsión permite a los usuarios anticiparse a las posibles consecuencias ante eventos sísmicos de gran envergadura. De ésta manera es posible de desarrollar planes y estrategias de mitigación para reducir el riesgo. Se puede usar Sistemas de Información Geográficos (SIG) (e.g., ArcView) en múltiples niveles para preparar estrategias de respuesta.

La herramienta permite calcular de manera analítica el grado de daño en un grupo de sistemas estructurales específicos como también estructuras detalladas para luego determinar las pérdidas económicas totales.

4.3.2.3.1. Metodología y alcance de SELENA.

La facilidad que presenta esta herramienta el usuario proveerá la cantidad de área construida o el número de estructuras por cada tipo modelo estructural disponible, fuentes sismogénicas, leyes de atenuaciones empíricas, mapas de suelos y las correspondientes amplificaciones de la respuesta de suelos, curvas de capacidad y fragilidad correspondientes a cada modelo de estructura tipo y finalmente los costos de reparación o reemplazo. La herramienta calculará la función de probabilidad para distintos niveles de daño (leve, moderado, extensivo y completo) para las distintas estructuras tipo.

La probabilidad es usada en conjunto con el área construida o el número de estructuras para expresar los resultados en términos de área dañada (en metros cuadrados) o números de estructuras dañadas.

Finalmente, usando un modelo económico simplificado, el daño es convertido en pérdidas económicas en la correspondiente moneda, como también la cantidad víctimas mortales o víctimas de diferentes tipos de lesiones (Molina and Lindholm).

El algoritmo es de fácil uso y comprensión. La principal innovación es la inclusión de una metodología de árboles lógicos, que permite la consideración de incertezas epistémicas relacionadas con los distintos tipos de parámetros de entrada del programa. Los resultados finales incluyen los correspondientes niveles de confianza. Hasta ahora, el método ha sido aplicado de manera exitosa en la ciudad de Nápoles, Managua y Oslo (Molina and Lindholm; Lang et al.).

S.E.L.E.N.A es utilizada para calcular la función de probabilidad para distintos niveles de daño (leve, moderado, extensivo y completo) para las distintas estructuras de la zona en estudio. Dicha probabilidad es utilizada en conjunto con el área construida o números de estructuras para expresar los resultados en términos de área dañada o número de edificaciones dañadas. Para luego estimar el daño en pérdidas económicas, utilizando modelos económicos simplificados, en la correspondiente moneda, así como también el número de víctimas mortales o con diferentes tipos de lesiones.

La metodología de árbol lógico permite la consideración de incertidumbre relacionadas con las variables de parámetros de entrada del programa. Los resultados finales incluyen los correspondientes niveles de confianza. Según (S Molina et al., 2010) es la principal innovación del diseño de la herramienta.

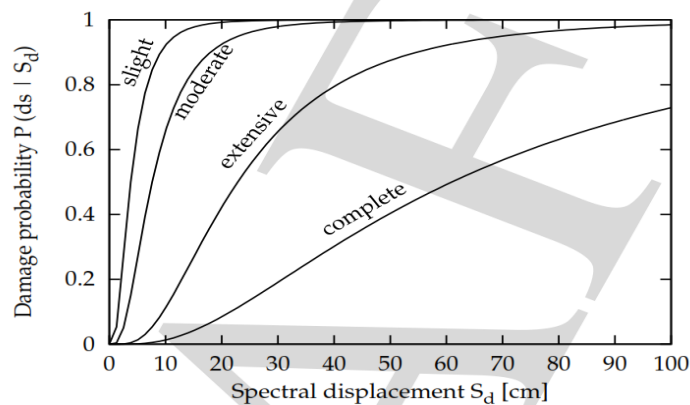


Figura 4-21. Curva de fragilidad mostrando la probabilidad $P(ds/S_d)$ de exceder distintos niveles de daño, ds para estructuras tipo C1M, perteneciente al catastro de HAZUS99. (Molina, 2009)

Las curvas de vulnerabilidades, también llamadas como curvas de fragilidad, se eligen de manera que tengan distribuciones log-normal del daño de acuerdo a las curvas de capacidad. Los estados de daños estructurales son divididos en cuatro principales pares: leve, moderado, extensivo y completo. Estas divisiones se pueden observar gráficamente en la Figura 4-21, en donde se proporcionan los estados de daños y se interceptan con los valores de desplazamiento espectral medidos en centímetros.

4.3.2.3.2. Procedimiento Básico.

La herramienta SELENA está diseñada siguiendo la metodología HAZUS la cual cubre un amplio rango de distintos tipos de daños y pérdidas de estructuras, líneas de vida, gente, etc.; sin embargo, en la presente versión de SELENA, se implementa solo la primera parte de la metodología, la estimación de daño del stock general de estructuras, las pérdidas humanas y económicas relacionadas a estos daños físicos. Se proveen todos los resultados con rangos de incerteza, facilitando el cálculo de, e.g., la mediana y los fractiles del 16.

Vale la pena mencionar que SELENA necesita una base de datos bastante extensiva basado en un número específico de archivos de entradas (S. Molina, 2010). Los archivos mencionados pueden ser generados en forma de tablas, como, por ejemplo, en programas de hojas de cálculo (e.g., MS-Excel, OpenOffice, MS-Access etc.), las que pueden ser exportadas como archivos de tablas ASCII con toda la información dada en matrices.

El análisis de SELENA considera la unidad mínima de unidad geográfica (GEOUNIT), el registro o censo de la unidad geográfica más pequeña posible, debido a que hacerlo a escala de edificaciones individuales resulta impracticable. En práctica, esta unidad está relacionada con edificaciones en bloque o distritos pequeños. La decisión de la extensión de cada unidad geográfica tiene que ser tomada considerando distintos aspectos como condiciones de suelo homogéneas, una topografía relativamente constante como también un nivel homogéneo de calidad estructural dentro del área demarcada. La información principal consiste en bases de datos que incluyen los catastros estructurales (lo que es bastante difícil de conseguir). Este tipo de información se encuentra almacenada y a disposición en organismos locales o instituciones gubernamentales.

La información estructural es clasificada de acuerdo a el tipo de estructura, cantidad de metros cuadrados construidos en cada uno de las unidades geográfica, las que conforman una región en particular bajo estudio o como un edificio individual en un estudio de sitio específico. La clasificación del tipo de estructura puede ser de acuerdo a la metodología HAZUS (ver <http://www.fema.gov/hazus> documentos o reportes previos de HAZUS) o siguiendo una clasificación más específica para el stock estructural disponible.

En el enumerado 42.4. se describe de manera detallada la demanda sísmica necesaria ya sea de la zona sismogénica o del sitio en estudio. Además, los procedimientos para el análisis que desee realizar (probabilístico, determinístico o un análisis en tiempo real).

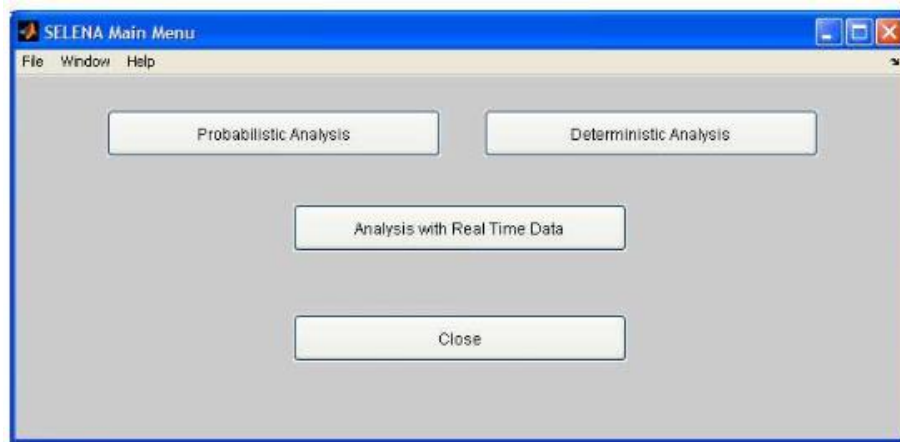


Figura 4-22. Interfaz del MENU de SELENA corrido desde MatLab para acceder al tipo de análisis sedeado. (MatLab)

5. ESQUEMA DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS

En este capítulo se presenta el procedimiento a seguir para cumplir cada uno de los objetivos que se han planteado en la investigación, la colección de datos levantados de los edificios en el interior del área de estudio, las consideraciones sísmicas y de vulnerabilidad estructural necesarias para los escenarios sísmicos probables que se requieren mediante el análisis determinístico con el Software S.E.L.E.N.A.

5.1.Recolección de datos para la caracterización de las infraestructuras en el área de estudio.

La representación de la tipología estructural prevalente en el Recinto Universitario Rubén Darío se determinó con el levantamiento de campo a continuación detallado.

Elementos del formato utilizado en el levantamiento de campo para la recopilación de la información de las estructuras:

1. Nombre o número identificador del edificio correspondiente a cada Geounidad especificada.
2. Uso del edificio: se especifica la función que posee Residencial, Aulas, Oficinas, Laboratorio, Auditorios, Bodegas, Comercio y de Información; así mismo se incluye la cantidad de ocupantes durante la mañana, tarde y noche.
3. Tipología constructiva que se identificaron según nuestra realidad y que examina la regularidad en planta y elevación, así como el tipo de material predominante de la configuración estructural.
4. Dimensionamiento de los edificios, que incluye largo, ancho y altura según números de niveles.
5. Estado actual del edificio en el cual se examina si posee mantenimiento correctivo o preventivo. Es importante identificar si fue dañado en algún momento por un sismo.
6. Año de construcción del edificio.

Nota: Se puede observar la ficha de levantamiento de campo en el anexo A

5.2. Amenazas Sísmicas para la zona de Estudio.

El análisis de riesgo en el recinto universitario se desarrolla al recrear el escenario sísmico de grande envergadura que ha causado más pérdidas humanas y económicas en la historia de Managua (Terremoto de 1972) con epicentro en la laguna de Tiscapa (Lat. 12.15° Lon. -86.27°), sobre la Falla del mismo nombre y se compara con un evento más ubicado en la falla cortical Zogaib (Lat. 12.1078° Lon. -86.274°) ambas a una profundidad de 10 km, con una magnitud de onda en la superficie de 6.2 Ms y con radios de influencia inferiores a los 5 km del área de estudio.

Se seleccionan las leyes de atenuación que mejor se adaptan al tipo de fallas en estudio, para valorar los grados de propagación de la fuente de ondas y por consiguiente el efecto en las edificaciones. Campbell and Bozorgnia 1994, Ambraseys and Douglas 2003 y Bommer et al. 1996.

5.3. Vulnerabilidad de las Estructuras en la Zona de Estudio

Aquí se analizan los datos del levantamiento de campo, que permitió ver las condiciones de capacidad y vulnerabilidad de las estructuras que se adaptaran a las tipologías contractivas prevalentes en América Central obtenidas con el proyecto RESIS II (RESIS II, 2008) y que además son comparadas con el Manual técnico de HAZUS (HAZUZ-MH, 2003) que propone una metodología para el cálculo de pérdidas sísmicas. También, se evalúan las condiciones estructurales con los requisitos de diseño que propone el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

5.4. Metodología de S.E.L.E.N.A. para el Análisis Determinístico el área de Estudio.

Los ficheros deben ser elaborados en formatos ACCES para las unidades de referencia en esta investigación y en dependencia del análisis que se realizara, el área de estudio se dividió en 4 Geounidades (ver Figura 6-2) y luego se procedió a la elaboración de los ficheros para estas condiciones siguiendo la metodología propuesta por S.E.L.E.N.A.

5.4.1. Archivos de entrada para el análisis determinístico.

Proceso 1. *Cpfile.txt* Archivo de entrada que decide el tipo de análisis a ser usado para calcular el punto de desempeño y para determinar si los resultados son dependientes del número de área dañada.

Proceso 2. *Earthquake.txt* en este archivo se introduce la información sobre los terremotos a ser usado en el estudio de riesgo sísmico, incluye dos tipos diferentes de terremotos: un terremoto en la falla Zogaib y el otro en la falla Tiscapa. Los datos necesarios son: Peso asignado en el árbol lógico para cada terremoto en análisis, coordenadas geográficas del epicentro de la falla, profundidad focal, magnitud de la onda de superficie, magnitud del momento, orientación de la falla desde el norte, el ángulo de buzamiento, mecanismo de falla, código para hacer referencia *spectralshape.txt*. (Forma espectral dada).

Proceso 3. *Soilfiles.txt* Archivo de entrada referido al nombre de sub-archivos *soilcenter(i).txt* y que indica el correspondiente peso para la metodología.

Soilcenter(i).txt este archivo indica el número de distintas columnas de suelo consideradas. Cada uno de estos archivos contienen información sobre las coordenadas geográficas del centro de cada de las cuatro diferentes Geounidades. Se tomó un suelo tipo 4 según la clasificación de NEHRP usado por IBC-2006 para cada unidad geográfica, con las condiciones de suelos ya dadas.

Proceso 4. *Attenuation.txt* en este archivo se introducen las etiquetas de la ley de atenuación a ser usado en el estudio y su peso correspondiente para el árbol lógico. Se usan las ecuaciones de atenuación propuestas por: Campbell and Bozorgnia 1994, Ambraseys and Douglas 2003 y Bommer et. al. 1996. Estas leyes se aplican a fallas corticales.

Proceso 5. *Vulnerfiles.txt* En este archivo se hace referencia a los sub archivos *capacity.txt* y *fragility.txt* y al peso que cada uno tendrá en el árbol lógico.

capacity.txt este archivo contiene un conjunto particular de curvas de capacidad de una estructura que ha sido proveídos en formas de archivos de texto (ASCII). El archivo contiene los siguientes datos: nombre de las cuatro curvas que se utilizaran en el análisis (una para cada sistema constructivo) estas se tomaron de la base de datos de S.E.L.E.N.A., amortiguamiento elástico en por ciento para cada modelo

estructural, desplazamiento espectral correspondiente al límite elástico, valor Kappa para terremoto de corta, moderada o larga duración (Tabla 5.18 en HAZUS) y por último el comentario de la denominación del respectivo tipo estructural.

fragility.txt Contiene la información de la curva de fragilidad que tiene que ser usado con la respectiva curva de capacidad. La información a introducirle es: índice del modelo estructural, la mediana del desplazamiento espectral donde la estructura alcanza el límite de estado de daño (Leve, moderado, extensivo o completo), la desviación estándar del logaritmo natural de desplazamiento espectral del estado de daño.

5.4.2. Archivos de entrada para el cálculo de las pérdidas económicas.

Proceso 6. *ecfiles.txt* archivo de entrada referido a los sub archivos *elossd1.txt* (daño leve), *elossmd1.txt* (daño moderado), *elossed1.txt* (daño extensivo) y *elosscd1.txt* (daño completo). Para el modelo de pérdidas propuesto en la metodología básica de S.E.L.E.N.A. son de cada uno de los sub-archivos contienen información económica para el cálculo de las pérdidas económicas (monetariamente).

5.4.3. Archivo de entrada para el cálculo de las pérdidas Humanas-Victimas.

Proceso 7. *Population.txt* archivo de entrada que contiene la distribución de las personas en cada una de las 4 Geounidades. Debido a que se hará este cálculo a con la Metodología Básica, solo se necesitará introducir el total de personas censadas para cada Geounidad.

Proceso 8. *Poptime.txt* este archivo contiene el porcentaje de la población (en números decimales) que se quedan en el interior o en el exterior dependiendo del momento del día (en el análisis se toman, las 2:00, las 10:00 y las 17:00).

Proceso 9. *Ocupmtp.txt* este archivo contiene la información de la cantidad de tipos de modelos estructurales (mtb) y la respectiva ocupación en todo el inventario estructural.

Proceso 10. *Injuy.1.txt*, *Injuy.2.txt*, *Injuy.3.txt* y *Injuy.4.txt* archivos de entrada que contienen la tasa de víctimas de la severidad (1=leve, 2=moderado, 3=extensivo y 4=completo).

5.4.4. Archivos de Fondo.

Proceso 11. *header.txt*. contiene el encabezamiento necesario para crear los archivos de salida.

Proceso 12. *headerrocc.txt*. da el encabezamiento necesario para los archivos de entrada *Ocupmtp.txt* designando el área construida en m².

Proceso 13. *builtarea.txt* contiene el área total construida para cada tipo de modelo estructural en m² para cada unidad geográfica.

5.5. Análisis desde el Software MatLab.

Haciendo utilidad de archivos programados en MatLab se realiza la corrida del programa con el método determinístico de análisis como se ilustra su interfaz en la Figura 5-1. Para la realización de este análisis, se cargan cada uno de los ficheros contenidos en la carpeta de entrada (Input), los cuales de manera automática después del análisis serán arrojados en la carpeta de salida (Output).

En la siguiente Figura se puede apreciar el interfaz de la herramienta S.E.L.E.N.A y la ventana del análisis de probabilístico donde se deben insertar los archivos de entrada requeridos.

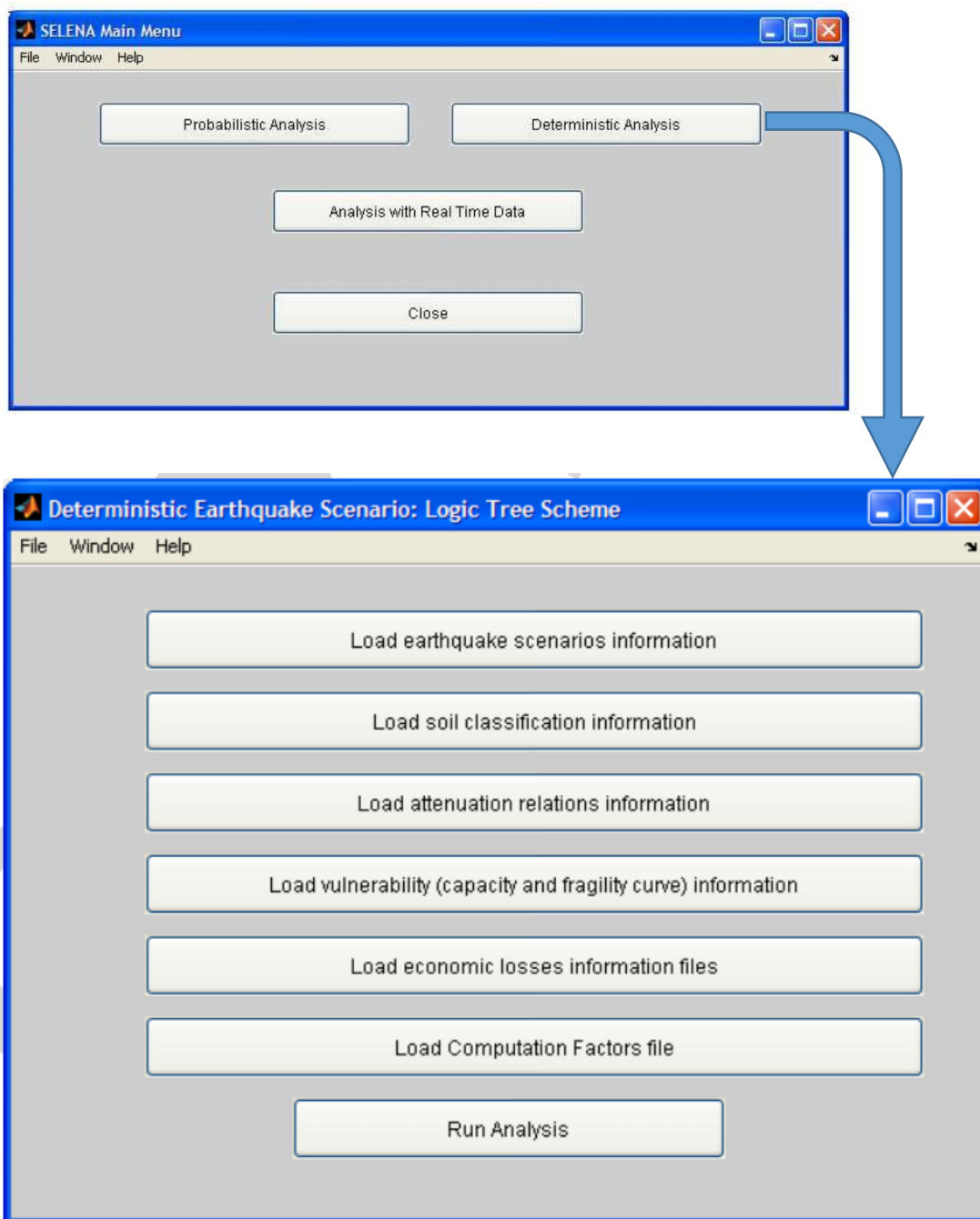


Figura 5-2. Ventana de Interfaz en MatLab, método del árbol lógico y archivos de entrada

6. RESULTADOS

6.1. Clasificación de las Edificaciones.

En este análisis se presenta la distribución de datos recopilados del levantamiento de campo del área de estudio que describen los parámetros de muestreo total de estudio, la división de geounidades, cantidad de edificios, funcionalidad, tiempo de uso, regularidad en altura y en planta, material utilizado en interior y exterior, estado en el que se encuentra el edificio, sistema constructivo y tipos de daños producidos por sismo anteriores.

El levantamiento en campo correspondiente a la tipología constructiva de las edificaciones de la UNAN-Managua fue realizado durante el periodo del 11 al 13 de Junio del año 2015, estos datos permitirán la descripción geométrica correspondiente a la clasificación del sistema constructivo prevaleciente y a la determinación de parámetros cuantitativos para que el software S.E.L.E.N.A genera una estimación de las posibles consecuencia de daños en los sistemas constructivos que presenta el Recinto ante los escenarios sísmicos determinados . A continuación, se describe los parámetros que involucra la metodología de datos de entrada de archivos de S.E.L.E.N.A.

6.1.1. División de Geounidades y Muestreo Total.

El muestreo total de análisis es de 77 edificaciones que se encuentran distribuidas en un total de 4 geounidades subdividida de la muestra total de estudio. Cabe destacar que el levantamiento de campo se realizó en un periodo corto de tres días del jueves al sábado 11, 12 y 13 de junio del año 2015 de las 8 am a 12 md y de 1:00 pm a 4:00 pm gracias a la colaboración de información de fundamental uso del departamento de proyecto (Ubicada en pabellón 10 de la Universidad)

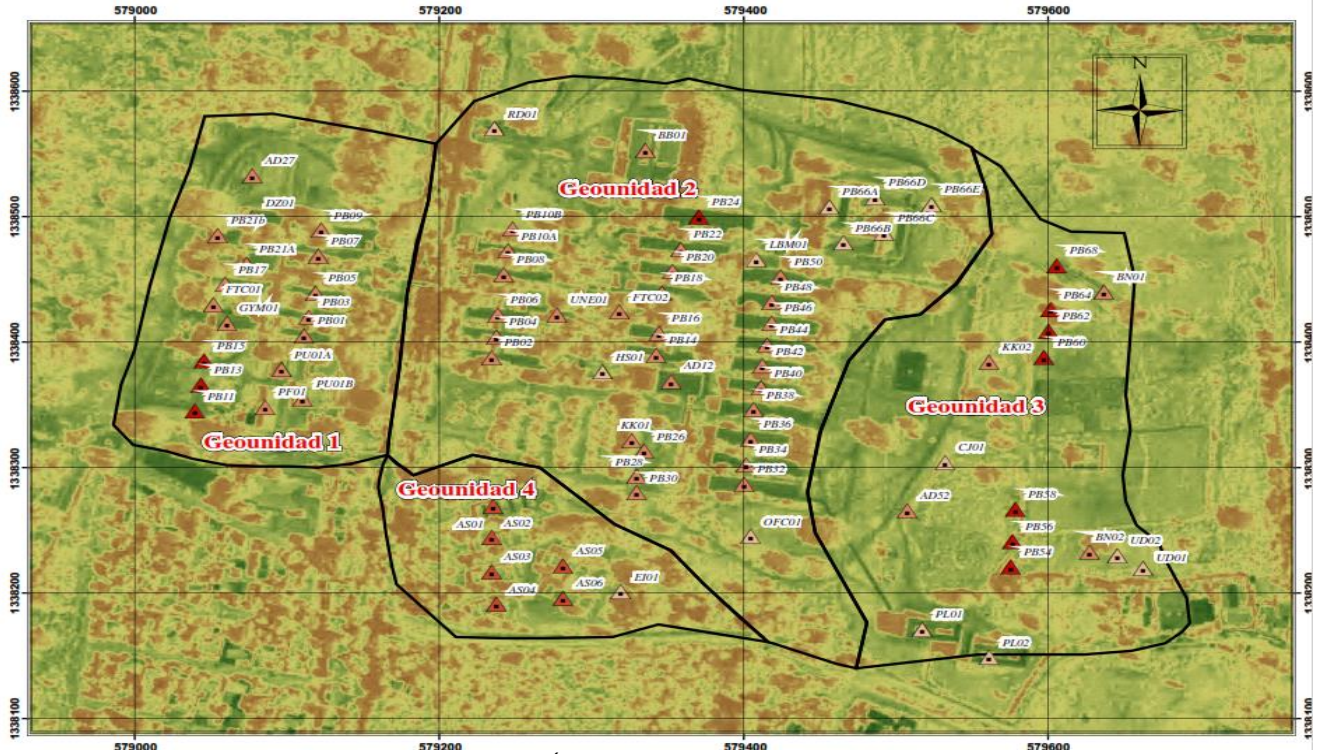


Figura 6-1. Distribución de las Geounidades en el Área de estudio.

En la Figura 6-1, se puede observar la división de las geounidades que forma el área total de estudio del Campus del Recinto. La delimitación de estas cuatro geounidades corresponde a criterios propios para realizar una adecuada y ordenada distribución de área, se consideró la concentración de ubicaciones de los edificios existentes es decir a la aglomeración o cercanía que hay entre ellos, además se subdividió las áreas con respecto a los accesos y funcionalidad de cada geounidad.

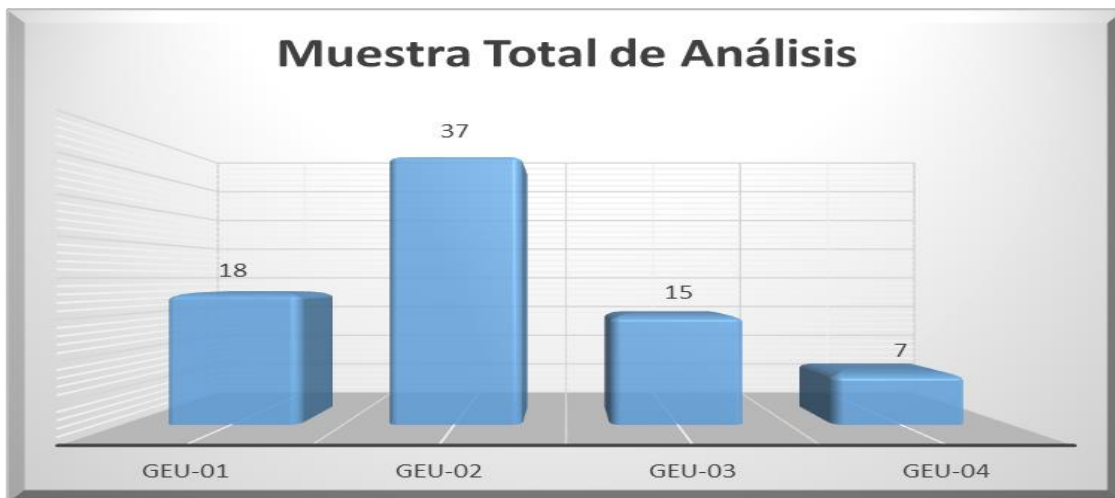


Figura 6-2. Cantidad de Edificios correspondiente a cada Geounidad en el área de estudio

Si observamos la Figura 6-2, Vemos que en la primer Geounidad (Geu-01), se encuentra los pabellones impares que por codificación numérica las oficinas de administración y Proyecto han establecido, también se encuentra el Gimnasio y el auditorio Carlos Morales Avilés. Esta Geounidad como se aprecia en la Figura posee 18 Edificaciones.

La Geounidad Dos (Geu-02), es la que posee mayor concentración de Edificaciones con 37 y es donde se encuentra la mayor cantidad de Departamentos de las Facultades del Recinto, también abarca la Biblioteca Salomón de Selva, oficina de proyecto, UNEN, Pabellones de Medicina, y Rectoría. Podemos afirmar que es donde se ubican los edificios con mayor antigüedad del recinto universitario.

La Geounidad Tres (Geu-03), posee 15 Edificios que en su mayoría son de dos plantas este se delimita desde las aulas de Ingeniería civil pabellón 68 pasando por el Auditorio Fernando Gordillo hasta el edificio POLISAL.

En la Geounidad Cuatro (Geu-04), se encuentran el Internado Arlen Siu, estos edificios son habitado de manera permanente durante los periodos regulares del calendario académico, posee 6 pabellones y el edificio Arlen Siu.

6.1.2. Uso de los Edificios.

La categoría de uso de los edificios tiene ocho modalidades correspondientes: Aulas, Oficinas, Auditorios, Laboratorios, Edificios de comercio, informáticos, ocio, y otros que fueron establecidas a criterios propios considerando los uso que en su mayoría posee la UNAN. Ver Figura 6-3.

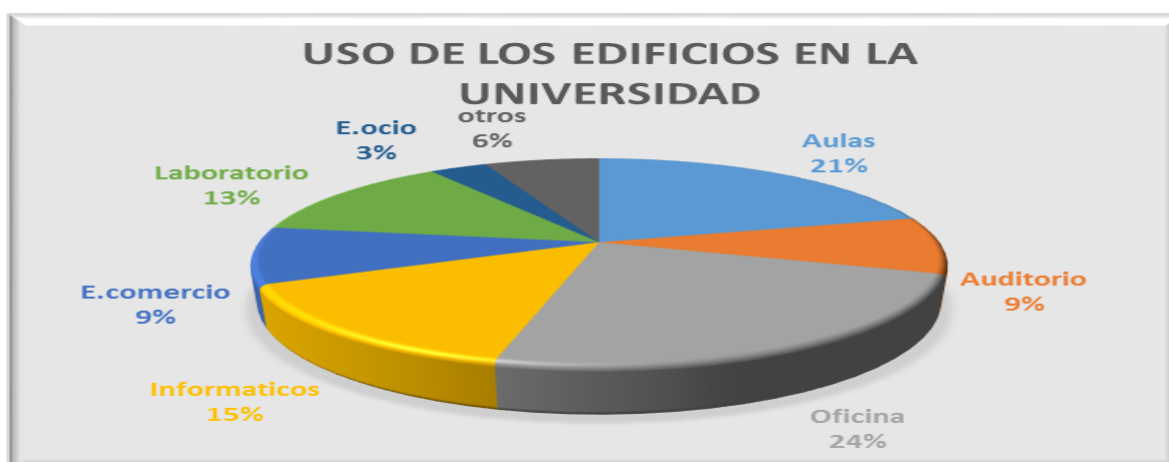


Figura 6-3. Función de los pabellones del recinto universitario

Los edificios del campus presentan una cualidad de uso mixto, es decir que en su gran mayoría tienen dos o más funciones y que por lo general son aulas más oficinas. Esta ambigüedad de funciones hace que los porcentajes de uso se interrelacionen entre ellos, como se puede apreciar en la Figura 6-3, el 24% se refiere a la mayor funcionabilidad de los edificios en la Universidad y cae a la modalidad de oficinas. Esto se debe a la organización que existe en cada Facultad y departamento de la carrera que imparte la UNAN

El estudio de censo ocupacional en el Recinto universitario demuestra la distribución de población que se encuentran utilizando el área análisis durante los momentos del día, como se puede apreciar en la Figura 6-4, el Turno matutino correspondiente de 6:00 am a 12:00 pm abarca el porcentaje mayor de funcionabilidad en el área de estudio, y está reflejado con un 94% con respecto al total de personas que constantemente se encuentran en ella, (personal docente, administrativo, de servicio, estudiantes universitario y becados internos). El Turno de la Tarde de 12:01 am a 6:00 pm indica 90%. Y un 16% de la población utilizan el turno Diurno, Cabe mencionar que el internado de Mujeres permanece en uso todo el día y se agregó a esta modalidad por su uso particular. El departamento recursos humanos, así como el de Contabilidad y estadística registran una población aproximada de 17,148 personas.

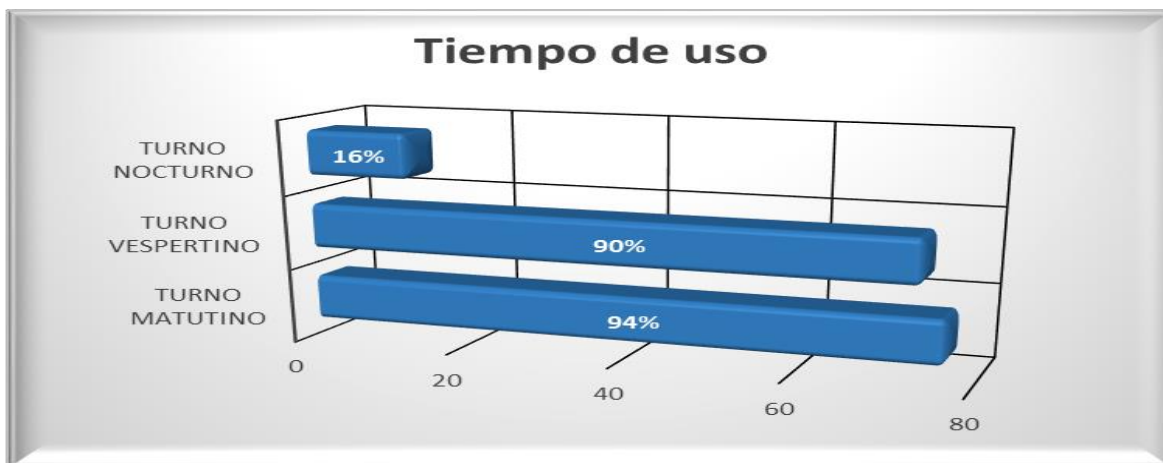


Figura 6-4. Porcentajes de edificios ocupados.

6.1.3. Regularidad de los Edificios.

En esta descripción geométrica de la estructura se analiza las regularidades en alturas, y en planta. En la primera se evalúa las elevaciones con respecto a la distribución de números de piso y en la Segunda categoría se determina las diferentes formas de regularidad en plantas: Rectangular, Cuadrada, y otras.

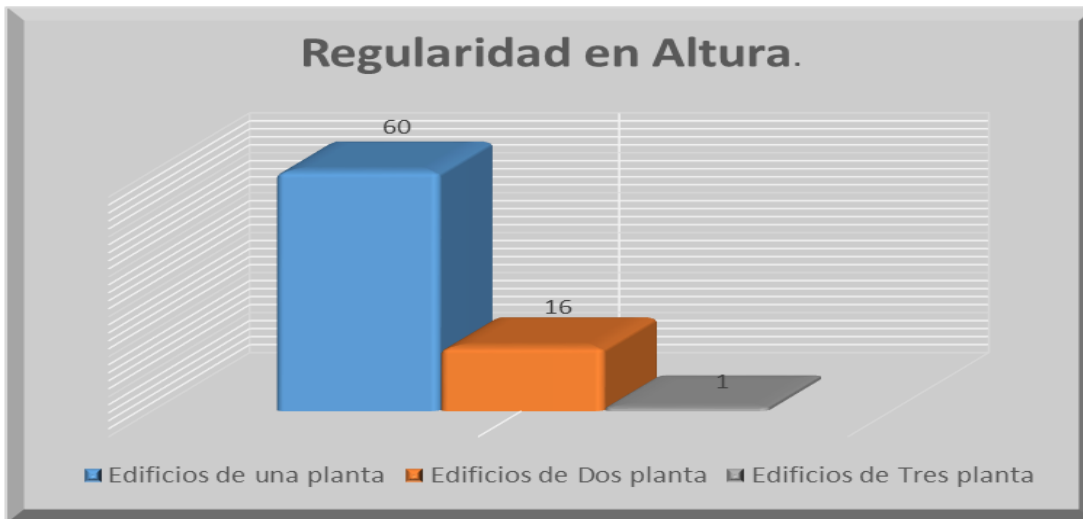


Figura 6-5. Distribución de altura de los edificios.

En la Figura 6-5, se aprecia que la mayoría de los edificios en la universidad son de una planta, y que estos representan prácticamente el 78% de dominancia en esta configuración de forma en los edificios. Solo 16 estructuras tienen geometría de dos plantas y una solo que presenta tres plantas (edificio POLISAL).

La Figura 6-6, muestra una mayor representación de edificios con regularidad en planta de manera rectangular con un total de 67 edificios correspondiente al 87% que tienen esta diferencia particular, lo cual es aceptable ya que presenta una correcta forma geométrica de excentricidad en distancia al centro de masa y con esto mayor estabilidad a la fuerza sismorresistentes. Un 4% son cuadradas con perfecta distribución de simetría. El 9% son irregulares y pertenece a la categoría de otros, estos tipos de configuraciones generan varios volúmenes o cuerpos rectangulares que se acoplan en direcciones desiguales para conformar una sola unidad estructural, con frecuencia debido a sus propias características dinámicas estas producen una concentración de esfuerzos en las uniones, desplazamientos diversos, y un efecto de torsión.

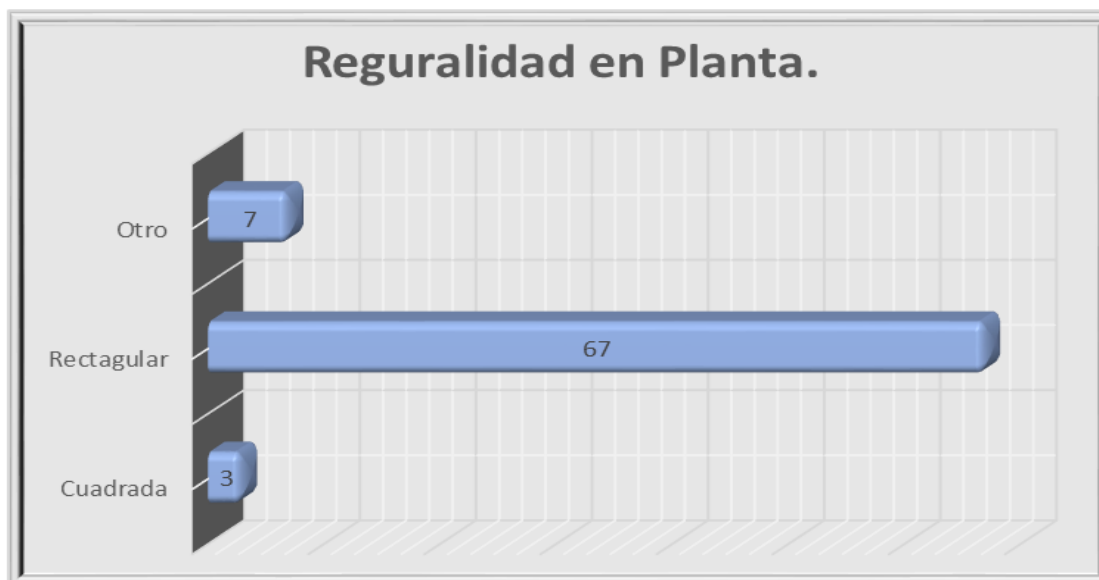


Figura 6-6. Regularidad estructural de los edificios



Figura 6-7. Regularidad en columnas.

En la Figura 6-7, se aprecia las diferentes regularidades de formas en alturas prevalecientes en los edificios, esta característica describe un comportamiento de simetría en elevación. Las columnas con dimensiones iguales se presentan en un 66% de las estructuras, según el RNC-07 las elevaciones rectangulares son aceptables ya que influyen en la dinámica estructural porque no pueden conducir a la discontinuidad e irregularidad bruscas de los elementos resistentes; el otro 34% mostrarían este déficit geométrico.

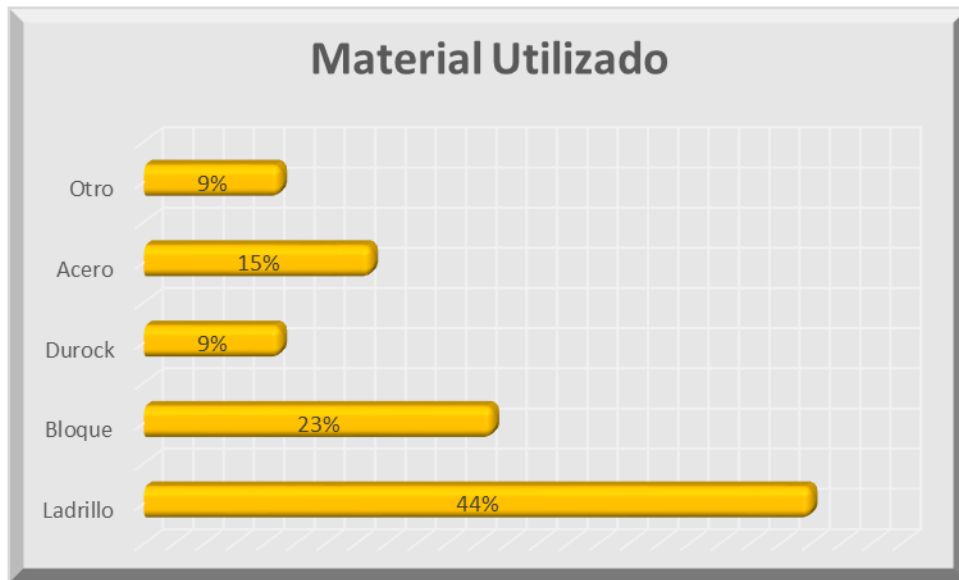


Figura 6-8. Material Utilizado en la Construcción de los Edificios

La predominancia del ladrillo es notable en la Figura 6-8, esta dominancia se debe a que el sistema constructivo más utilizado es la mampostería confinada, esto se puede verificar en la mayoría de los pabellones del Recinto universitario que adaptan este material empleado en la tipología estructural.

Cabe explicar que se evaluó los materiales de construcción más representativos en los edificios, es decir los que posee mayor predominancia para así poder clasificar los sistemas implementados en la construcción del Recinto. El ladrillo de arcilla cocido utilizado tiene un dimensionamiento de 23 cm de largo, 11 anchos, y 7 cm de grosor como característica geométrica particular en la mayoría de los edificios por ende más del 40% del área construida utiliza este material.

El 23% corresponde a la categoría de material de construcción en bloques, y este se implementa en todos de los edificios de mampostería reforzada, los edificios más representativos son los auditorios y es en donde emplean este material

El 9% tiene la modalidad de otro y este corresponde a materiales como pleycen, láminas de vidrios templados y madera que se puede observar en partes de los pabellones de la geounidad 2. El restante 24% en lo general se combinan entre sí para representar el sistema constructivo actualmente utilizado en el campus estos se pueden identificar en los pabellones de ingeniería y Odontología.

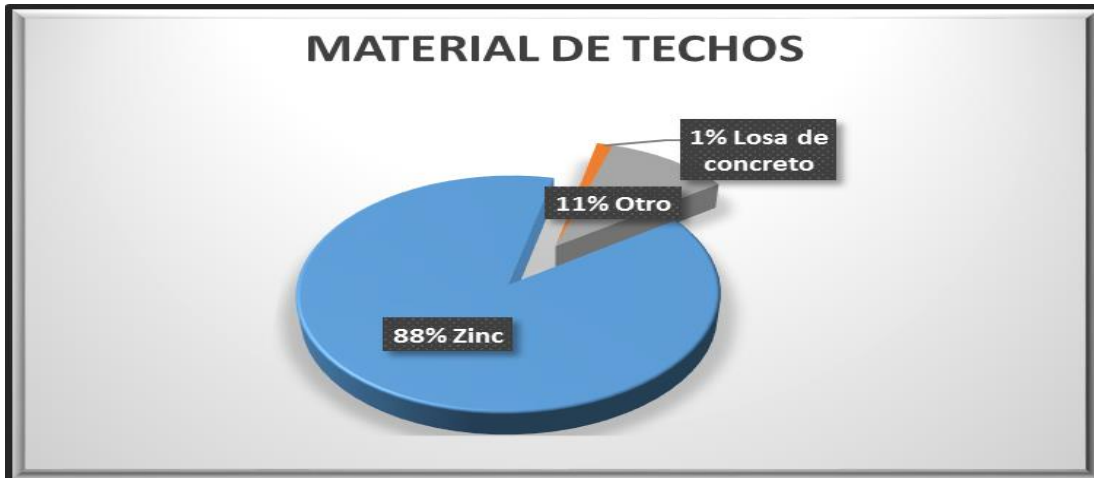


Figura 6-9. Material utilizado en cubiertas de techos.

Como se observa en la Figura 6-9, 68 edificios que corresponde al 88% tienen cubiertas de Zinc laminado este tipo de parámetro es importante evaluarlo ya que tiene una influencia en el comportamiento sísmico debido al peso propio que este ejerce. El 11% son 8 Edificaciones que poseen láminas onduladas de Asbesto Cemento, la mayoría se encuentran en los pabellones del internado Arlen Siu. Cabe destacar que las cubiertas por lo general son de dos caídas y presentan pequeñas estructuras que estabilizar en techo.



Figura 6-10. Materiales constructivo para Interiores.

Se aprecia en la Figura 6-10 que la mayoría de los casos los interiores son subdivididos con materiales ligeros estos constituyen el 80% entre ellos pleycen, madera, durock, y vidrios templados. Son sistemas desarrollados para elaborar estructuras flexibles, duraderas y fáciles

de instalar que mayor función constructiva en el recinto se utiliza para subdividir los espacios de oficinas y aulas.

Del levantamiento de campo se verifico que la mayor concentración de columnas es de concreto como justifica la Figura 6-11, Cabe mencionar que existe una combinación de columnas de concreto y acero (Perlin) en las edificaciones con un uso particular, se observó en los extremos de los edificios columnas de concreto para soportar las fuerzas laterales y restringir el movimiento, y columnas de acero para mayor ligereza en los centros de los edificios. Las columnas de concreto son el elemento estructural más utilizado con un 63% de dominancia en los edificios, seguido de las columnas de acero (Cajón de perlin), y con una menor aplicación las columnas de madera.

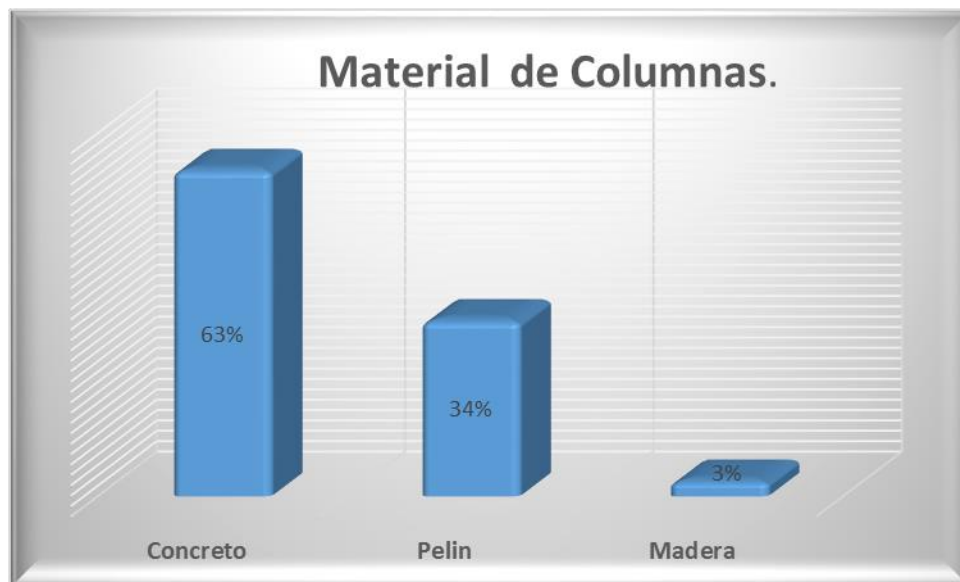


Figura 6-11. Material utilizado en las Columnas.

Del levantamiento de campo se verifico que la mayor concentración de columnas es de concreto como justifica la Figura 6-11, Cabe mencionar que existe una combinación de columnas de concreto y acero (Perlin) en las edificaciones con un uso particular, se observó en los extremos de los edificios columnas de concreto para soportar las fuerzas laterales y restringir el movimiento, y columnas de acero para mayor ligereza en los centros de los edificios. Las columnas de concreto son el elemento estructural más utilizado con un 63% de dominancia en los edificios, seguido de las columnas de acero (Cajón de perlin), y con una menor aplicación las columnas de madera.



Figura 6-12. Diferentes tipologías constructivas encontradas en el área de estudio. Mampostería confinada, estructuras de acero livianas, mampostería reforzada y losas prefabricadas.

Se clasifico cuatro sistemas constructivos que prevalecen en la tipología estructural de los edificios del recinto universitario. La Predominancia del sistema constructivo de Mampostería confinada es evidente ya que abarca más del 63% de las 77 edificaciones evaluadas, Cabe destacar que esta gran mayoría pertenecen a las estructuras más longevas, los sistemas constructivos que se están utilizando en la actualidad son estructuras livianas es decir el 13% que presenta la Figura 6-12.

La Mampostería Reforzada es el segundo sistema constructivo más utilizado en la UNAN-Managua la construcción de los Auditorios y el edificio del POLISAL son Referencias de estos; el restante 8% de la muestra son estructuras de planchetas prefabricadas que se observan en el internado de mujeres.

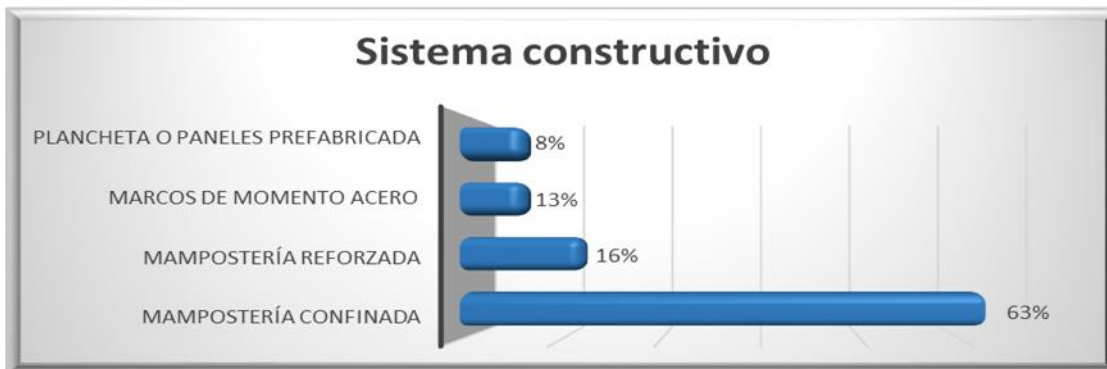


Figura 6-13. Sistemas constructivos de uso más común en el área de estudio

Tabla 6-1. Distribución de edificios por geounidades y por sistema constructivo.

Sistema Constructivo	Índice Final	Tipología Hazus	Cantidad de Edificio	Geu-1	Geu-2	Geu-3	Geu-4
Mampostería Confinada	CLu	URML	49	14	28	7	0
Mampostería Reforzada	CBri	-	12	1	8	2	1
Marcos de Momento Acero	S3	S3	10	3	1	6	0
Plancheta o paneles prefabricada	PC1	PC1	6	0	0	0	6
		Total	77	18	37	15	7

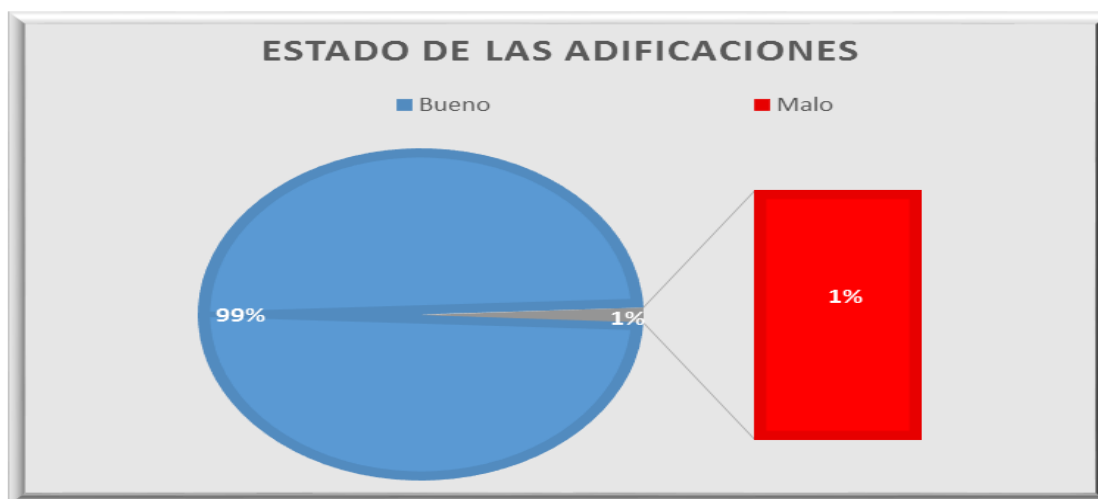


Figura 6-14. Estado de Daños de los edificios en el recinto.

Como se observa en la Figura 6-14, la mayoría de los edificios en el área de estudio se encuentran en condiciones estables, las percepciones estéticas de la estructura representan un estado en las edificaciones muy buenas debido a un mantenimiento superficial en ellas bastante adecuado. El 1% corresponde a la construcción de láminas de asbesto cemento con columnas esbeltas y sin ningún mantenimiento el Moscú.

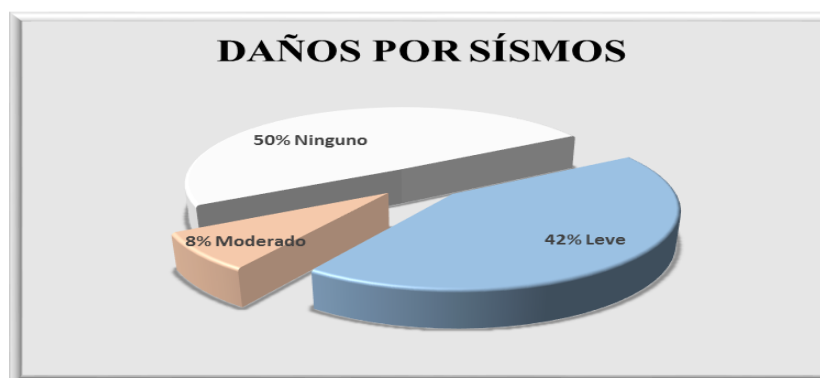


Figura 6-15. Estado de daño por efectos de sismos

Se observa que en la Figura 6-15 la mitad de las edificaciones no presenta ningún daño. El 42% presenta fisuras en las paredes de aproximadamente a unos milímetros, puede que sea debido al interperismo provocado por el ambiente o mal fraguado en los materiales. El 8% tiene agrietamiento de más de dos milímetros este con mayor seguridad fue provocado por sismo ya que se presenta en las uniones de las columnas.



Figura 6-16. Daños por efectos de Sismos

En la Figura 6-16, se detallan los daños probables que han causado los sismos en los sistemas constructivos de mampostería confinada y de planchetas prefabricadas.

6.2. Caracterización de los Sistemas Constructivos.

La caracterización de las edificaciones del Recinto Universitario Rubén Darío UNAN-Managua se realizó Mediante el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 y algunas consideraciones explicadas de la nueva cartilla, a partir de la ficha de levantamiento de Campo y de fotografías, se detallan las configuraciones geométricas inadecuadas aplicadas en la construcción en la tipología arquitectónica prevalente.

Las particularidades que poseen las edificaciones son parámetros que se tienen que analizar debido a la influencia que podría tener estos sobre la vulnerabilidad estructural, como son las especificaciones técnicas de la dinámica sismo resistente, el método de construcción utilizado, el material empleado, la vida útil para la que fue diseñado y la correcta supervisión de mantenimiento preventivo.

Los detalles constructivos de las edificaciones en los sistemas estructurales se encuentran en la ubicación de puertas y ventanas, esta particularidad es un aspecto fundamental que se evaluó en las construcciones de mampostería, estos rasgos peculiares en su forma señalada, hace que se debiliten las uniones debido al esfuerzo que tiene que ejercer las vigas sobre las columnas al no encontrar soportes de la pared cerca de la unión. Por ende, no se debe colocar este tipo de espacios vacíos al inicio o en las esquinas, A como se puede apreciar en la Figura 6-17 y en la mayoría de los pabellones de las geounidad 1 y 2. La cartilla de la construcción recomienda como mínimo 60 cm.



Figura 6-17. Particularidad en las puertas y ventanas.

Otra singularidad que presentan las edificaciones es la ubicación de muros de concreto reforzado en los extremos de los edificios para soportar las fuerzas laterales del sismo y columnas de acero (perlin) en los centro y divisiones del edificio. Esta característica proporciona un esfuerzo rigidez en los extremos y una amplificación de fuerza en el interior de esta, este pequeño pero significativo detalle vuelve vulnerable este tipo de sistema constructivo. Como por ejemplo el pabellón 24 y 68 que corresponde a las aulas de la facultad de ciencias médicas e ingeniería respectivamente.



Figura 6-19. Particularidades en Rigideces.



Figura 6-18. Uso inadecuado de rigideces con respecto a los materiales utilizados.

En la Figura 6-18, a la derecha se observa algunos detalles señalados con círculos que demuestran columnas cortas de acero (pequeños espacios aislados de columnas), y falsa columnas representados en los recuadros que son utilizados como fachada. Además, se

observa que el corredor es totalmente en voladizo como marcan las flechas y que esta sujetado solamente a los extremos del edificio, con una separación de más 50 m.



Figura 6-20. Mantenimiento correctivo superficial de las edificaciones.

Otro de los aspectos fundamentales que se encuentran relacionados a la temática de vulnerabilidad es la vida útil del edificio, considerando para el tiempo que fue diseñado. En la Figura se observa el pabellón 6 correspondiente a las oficinas de rectorías, esta estructura fue construida a inicios del año 1962, y es uno de los más longevos que existe en el recinto, cabe destacar el pequeño detalle que esta edificación era de uso provisional, para un tiempo de 15 años, y que su función ha venido modificándose a lo largo de 50 años. En la Figura de la izquierda se ve el deterioro de la calidad de resistencia mecánicas de los materiales utilizados.



Figura 6-21. Enfriadores ubicados inadecuadamente.

En las imágenes se detalla los daños que ha venido causando la inadecuada colocación de calefacción en las paredes, sobrepeso en las ventanas y el goteo intermitente que se encuentra dirigido a la basa de la construcción, aunque este no esté afectando a la zapata, ase que siempre este en un estado de humedad que afecta a las propiedades de los materiales.



Figura 6-23. Enfriadores ubicados inadecuadamente.

Además de volver vulnerable la estructura debido a su colocación inadecuada, también es un peligro latente expuesto a los usuarios, que se encuentran vulnerables a cualquier imprevisto de ceder a la caída de un enfriador a la hora de un sismo, aunque las probabilidades son mínimas que sucediera lo expuesto, deberían ser nula si no existiera la incongruencia de ubicación de la calefacción.



Figura 6-22. Estructuras asimétricas.

Como se puede observar en la Figura de la izquierda la configuración estructural es irregular, presenta detalles de columnas cortas, Ventanas con dimensiones diferente, emboladisos con sobre carga de peso, y cercanías de los edificios colíndales, de echo una de la columna del otro edificio es soporte base del emboladiso. Esta estructura es el German pomares y es uno de los más asimétricos, con distribución de masa irregulares, y elevaciones diferentes. En la Figura de la derecha es una de las tipologías constructivas moderna del recinto, esta tiene materiales dúctiles que brindaran elasticidad en subdivisiones, y proporcionan una una distribución de peso ligero en su interior.

Es de importancia señalar que el análisis de estas particularidades fue tomado en base a las especificaciones de concepción estructural planteada en el Artículo 19 del RCN-07 en el cual se toma en consideración los siguientes aspectos.

- Simetría tanto en la distribución de masa como en las Rigideces.
- Evitar cambios bruscos de estructuración.
- Evitar emboladisos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Buena práctica constructiva e inspección rigurosa.
- Diseño con énfasis en la ductilidad para un mejor comportamiento de la estructura.

6.3. Pérdidas Humanas

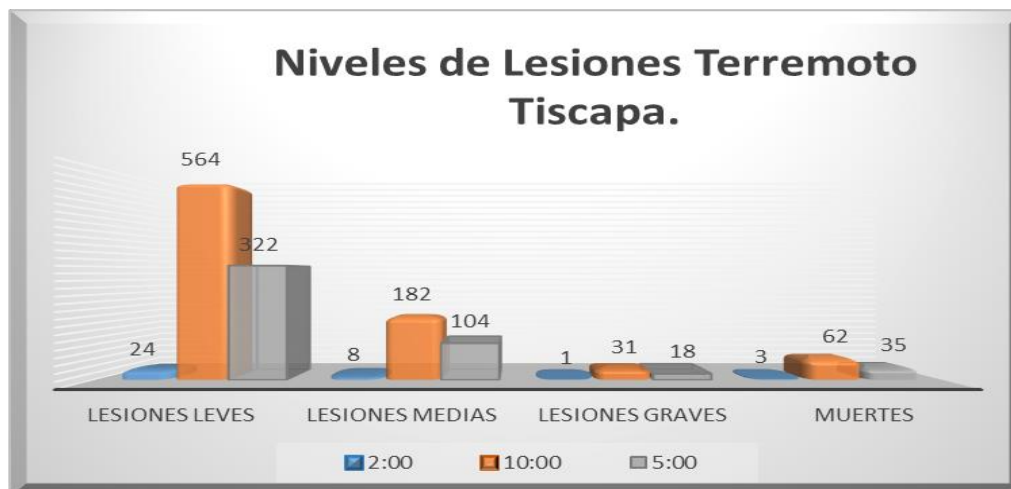


Figura 6-24. Distribución de lesionados productos del escenario sísmico de la falla Tiscapa

En la Figura 6-24, se presenta la distribución de lesionados y muertes que ocasionaría el terremoto de 6.2 en la escala de Richter en las horas de menor y mayor utilidad ocupacional en el Recinto.

Un movimiento telúrico alrededor de las 10:00 de la mañana causaría la mayor cantidad de lesionados y víctimas fatales producto a que la mayor concentración de la población universitaria y personal administrativo se encuentra en este turno con una aproximación del 94%, esto demuestra que la proporcionalidad de perdidas humana depende de la ocurrencia del escenario sísmico durante el día; en estas condiciones el sismo inducido por la falla Tiscapa provocaría 62 muertes instantáneas, 31 personas con lesiones graves (correspondiente a un nivel de severidad 3; es decir lesiones que amenacen de muerte de manera inmediata, órganos perforados, lesiones internas, síndrome de aplastamiento). 182 lesionados con un nivel de severidad 2 que ameritan atención médica requerida y 564 lesiones leves que necesitan atención médica básica.

El escenario correspondiente a las 5:00 pm genera menor cantidad de víctimas con 35 muertes, 18 lesionados graves, 104 lesiones medias, y 322 personas que tendrán lesiones leves. Si la ocurrencia del evento sísmico se presentaría durante la noche los niveles de lesionados disminuiría considerablemente, ya que dichas perdidas ascenderían a 3 fallecidos, 1 persona lesionado de gravedad, 8 que requerirán atención pre hospitalaria, y 24 que ameritaran atención básica.

La metodología aplicada estima la distribución de lesionados para tres momentos del día; se demuestra que estos escenarios causan la mayor cantidad de víctimas fatales en la población del Recinto Universitario.

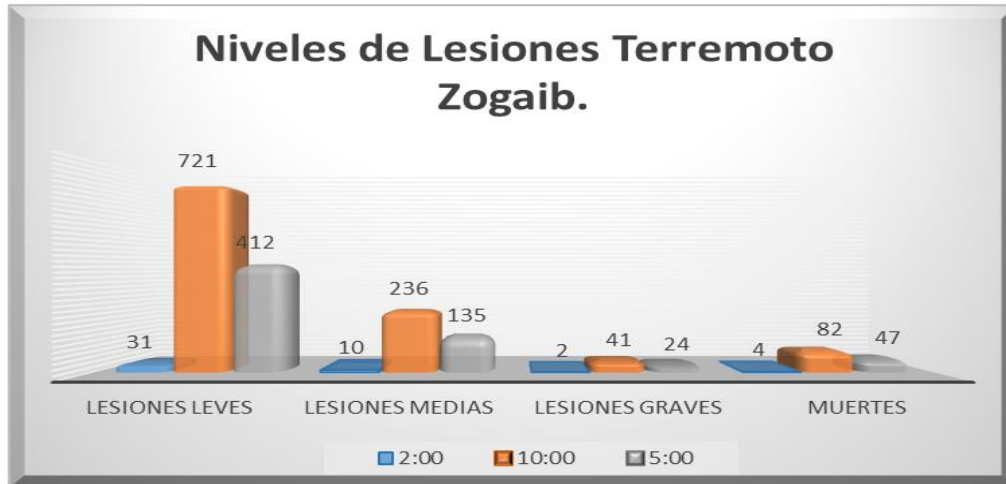


Figura 6-25. Distribución de lesionados productos del escenario sísmico de la falla Zogaib

Como se aprecia en la Figura 6-25 la cantidad de pérdidas humanas depende de la ocurrencia del escenario sísmico durante el día, la mayor proporcionalidad de lesionados transcurre en el turno matutino con 82 fatalidades instantáneas, 41 lesiones graves con amenaza de muerte, 236 lesionados que ameritan atención pre hospitalaria y 721 persona que requieren atención medica básica que abarca desde esguinces a golpes en la cabeza sin perdidas de conocimiento. Con las mismas condiciones sismogénicas, pero con la ocurrencia del sismo durante el turno vespertino la tasa de defunción es de 47 con 24 lesionados graves, 236 lesiones medias, y 412 lesiones leves. Si el movimiento telúrico aconteciera por la noche, donde aproximadamente el 16% de la muestra total de análisis se encuentra en el sitio, esto causaría pérdidas humanas menores, con tan solo 4 fallecidos y con más de 40 lesionados que requerirán atención médica.



Figura 6-26. Lesiones Acumulativas del Terremoto producido por la falla Tiscapa.



Figura 6-27. Lesiones Acumulativas del Terremoto producido por la falla Zogaib.

Como se aprecian las Figuras 6-26 y 6-27, Realizando un análisis comparativo de las pérdidas humanas producido por los dos escenarios sísmicos simulado durante un día regular del semestre, el terremoto originado por la falla Zogaib genera mayor cantidad de víctimas fatales, lesiones graves, medias y leves con respecto al Terremoto ocasionado por la falla Tiscapa. Los factores que intervienen en el resultado es la proximidad de la falla Zogaib, sobre el área de estudio que se encuentra a 0.5 km del Recinto universitario, y con una orientación de la falla en grados medida desde el norte de 7° , estos elementos geométricos de la fuente sismogénica influyen en gran medida en los niveles de lesiones acumulativas generada por el terremoto de la falla Tiscapa, ya que estas se encuentran a 3.8 km y con un azimut en grado de 40° .

A las 10:00 de la mañana el terremoto Zogaib causa 1080 lesionado 22.4% más que el terremoto Tiscapa, el cual genera 62 víctimas fatales, 20 muertos más se apunta el terremoto primeramente mencionado. El escenario sísmico por la tarde estimaría valores inferiores con respecto al causado por la mañana para ambos sismos, debido a que existen mayor utilidad de los edificios, esto ascendería a un 42.8% las lesiones acumulativas para los dos terremotos, cabe mencionar que existe un patrón de sucesión porcentual en las lesiones acumulativas al comparar uno y otro terremoto. Tal que, el escenario nocturno presentaría el mismo porcentaje de 4.3% de lesionados con respecto a que el sismo hubiese ocurrido en la mañana.

6.4. Estado de Daño Estructural.

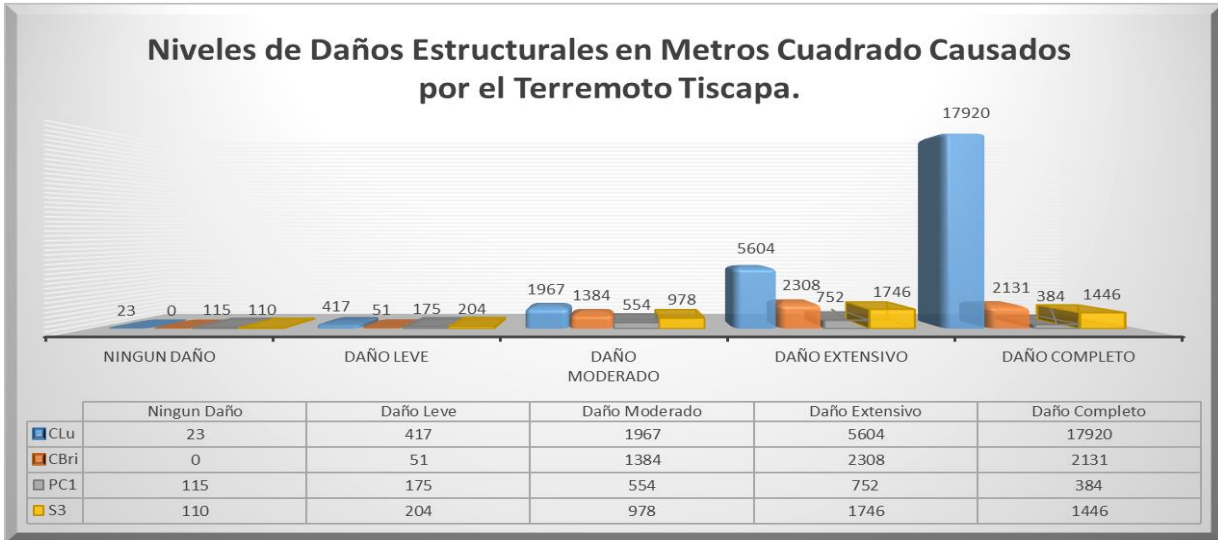


Figura 6-28. Daño Estructural cuantificado en Áreas, producto de la falla Tiscapa

En esta Figura 6-28 se describe los niveles de daños infraestructurales por metro cuadrado de construcción que causaría el terremoto en las edificaciones del campus. Los sistemas constructivos que se encuentran en la clasificación ND (Ningún Daño) son 3 las cuales estas distribuidas en 23 m² de mampostería confinada, 115 m² de planchetas prefabricadas y 110 m² marco de acero asiendo un total de 248 m² de construcción sin ningún daño estimable.

Los cuatro sistemas constructivos prevalecientes en recinto poseen daños leves (SD) con un total de 847 m² que corresponden a pequeñas fisuras en las esquinas de puertas, ventanas y de las intersecciones de techo en la pared.

Evaluando los resultados de daños moderados (MD) se encuentra 1,967 m² de mampostería confinada, 1,384 m² de mampostería reforzada, 978 m² de Marcos de acero y 554 m² de planchetas prefabricadas, consumando una suma general de 4,883 m² de construcción que presentaría grietas en las puertas y aberturas de ventanas, pequeñas grietas diagonales en paredes principales, grandes grietas en paredes secundarias y caída de la capa de acabado en las paredes.

El daño Extensivo (ED) también se encuentra presente en las cuatro tipologías constructivas con un total de 10,383 m² que experimentan daños con grandes grietas diagonales a través de las paredes principales y secundarias, desplazamiento lateral permanente en piso, techos, y en la estructura sobre su cimiento.

Las áreas estimadas por daño completo (CD) son 17,920 m² de mampostería confinada equivalente a 36 edificaciones semejantes al departamento de construcción (pabellón 48) estas estructuras pueden presentar grandes deformaciones permanentes o incluso un peligro inminente al colapso por la falla de los elementos del sistema de resistencia de las cargas laterales, algunas estructuras pueden deslizarse y caerse fuera de fundaciones. 2,131 m² de mampostería reforzada poseería este tipo de daño, así como 1,446 m² de marco de momento de acero y 384 m² de planchetas prefabricadas.

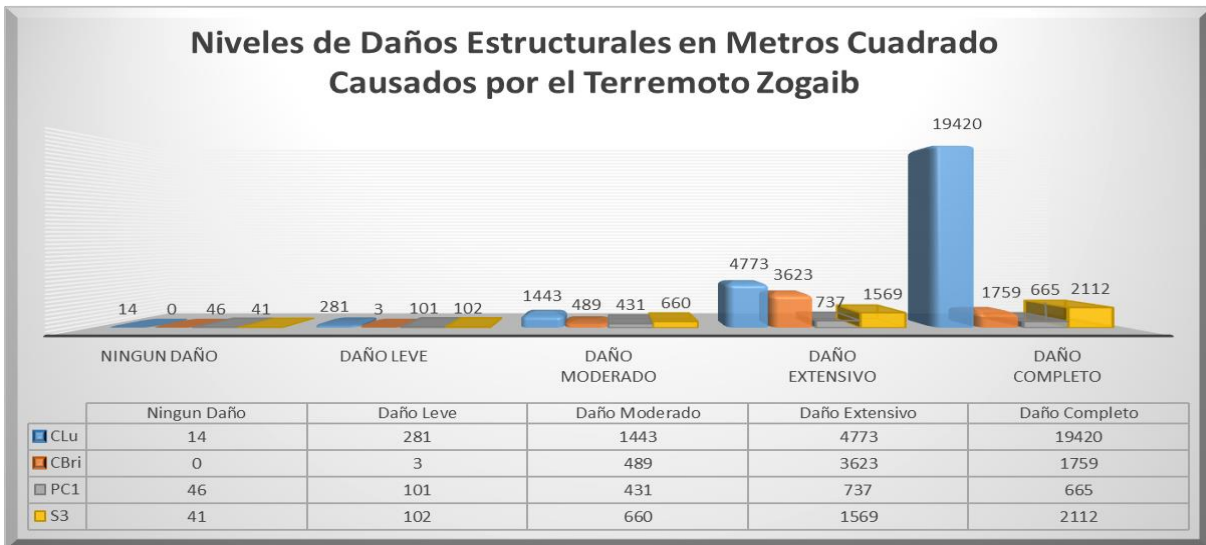


Figura 6-29. Daño Estructural cuantificado en Área, producto de la Falla Zogaib

En la Figura 6-29 se muestra que la distribución de los niveles de daños infraestructurales por metro cuadrado de construcción representada en la gráfica, demuestra que la vulnerabilidad en el desempeño estructural con respecto a la demanda sísmica es evidente; el sistema constructivo con mayor daño es el de mampostería confinada con más de 25,917 m² entre daños leves y completos. Seguidos de mampostería reforzada con 5, 874 m², 1,934 m² planchetas prefabricadas, y 4, 443 m² marcos de acero.

Si consideramos un edificio base, afín de muestra de comparación como el pabellón de Física, el departamento construcción o rectoría, que poseen factores en común en el dimensionamiento y el en sistema constructivo, nos damos cuenta que estos tres edificaciones tienen 498 m² de mampostería confinada, si prácticamente 19,420 m² presentaran daños completos, que serían equivalente a 39 edificaciones del Recinto Universitario, es decir que el 50% del total de las edificaciones tendrían un peligro inminente al colapso.

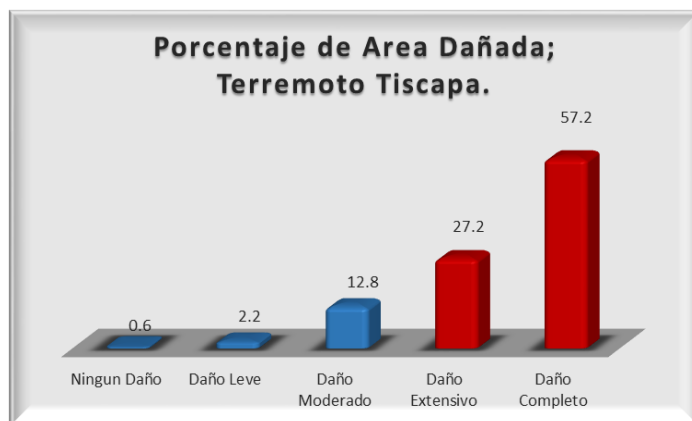


Figura 6-30. Niveles de Daños de los edificios, falla Tiscapa.

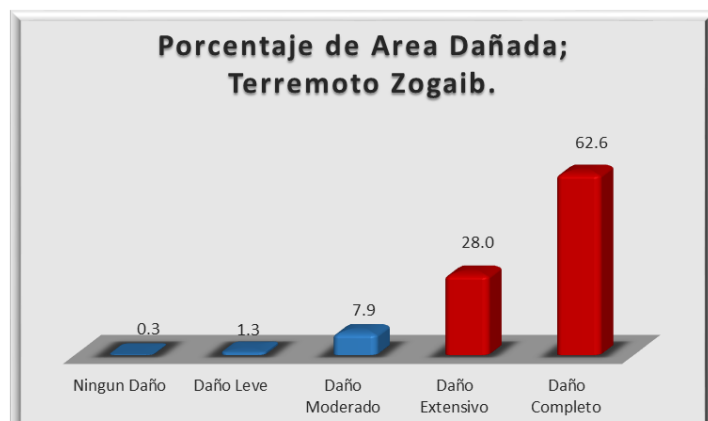


Figura 6-31. Niveles de Daños de los edificios, falla Zogaib.

La vulnerabilidad sísmica en las estructuras existentes ante las amenazas propuestas es notable. El comportamiento del desempeño estructural de los sistemas constructivos presentaría enorme cantidad de daño, como se aprecia en la distribución porcentual de los distintos niveles.

El estado de daño completo es el que tiene mayor dominio prevalente en ambos escenarios, evaluando el resultado más del 57% de las estructuras puede presentar grandes deformaciones permanentes y es el que se clasifica con mayor riesgo a sufrir un colapso inminente. Cabe mencionar que menos del 1% del área construida en la UNAN no presentaría ningún daño, lo cual demuestra el impacto directo de los terremotos sobre las edificaciones.

6.5. Pérdidas Económicas por daños estructurales.

Los Cálculos de pérdidas económicas directas causados en daño infraestructural por el terremoto Tiscapa se estiman en, \$10,164 475.62 que se encuentran distribuida en las cuatro geonidades que representan la suma en área de las cuales fue subdividió el recinto universitario.

La primer geonidad correspondiente a todos los pabellones impares que posee tres de los cuatro sistemas constructivos en la UNAN estimarían un costo por reconstrucción de \$2, 078 679.85 representados en los cuatro niveles de daños (leves, moderado, extensivo, y completo).

La geounidad numero dos es la que posee mayor área construida y por ende genere cuantiosas pérdidas económicas con casi los 5 millones de dólares, estas afectaciones estarían proporcionalmente relacionadas con la tipología de mampostería confinada por su parcial dominancia.

Las geounidades tres y cuatro cuantificarían daños infraestructurales de \$2,800741.79 y \$295,220.81 respectivamente.



Figura 6-32. Distribución de Perdidas por cada geounidad

Las estimaciones de pérdidas económicas estas estrechamente relacionado con el valor por metro cuadrado de reconstrucción para cada una de las tipologías constructivas, así como también con la distribución de los niveles de daños infraestructurales.

En la Figura 6-32, se puede observar el valor económico para realizar la reparación estructural que causaría el terremoto producido por la falla Zogaib, tomando en cuenta los estados de daños, los montos ascenderían a \$11, 368 216.62 para reconstruir el Recinto Universitario.

Realizando un análisis cuantitativo, el modelo estructural con más predominancia en la GU-02, es el de mampostería confinada con el 38% del área construida; y si este presenta mayor peligrosidad al colapso parcial o total, según la distribución de los niveles de daños, es este mismo el que presentaría un crecimiento en el costo de reconstrucción directa y que afectaría la generación de mayores pérdidas económicas en comparación a otras geounidades.

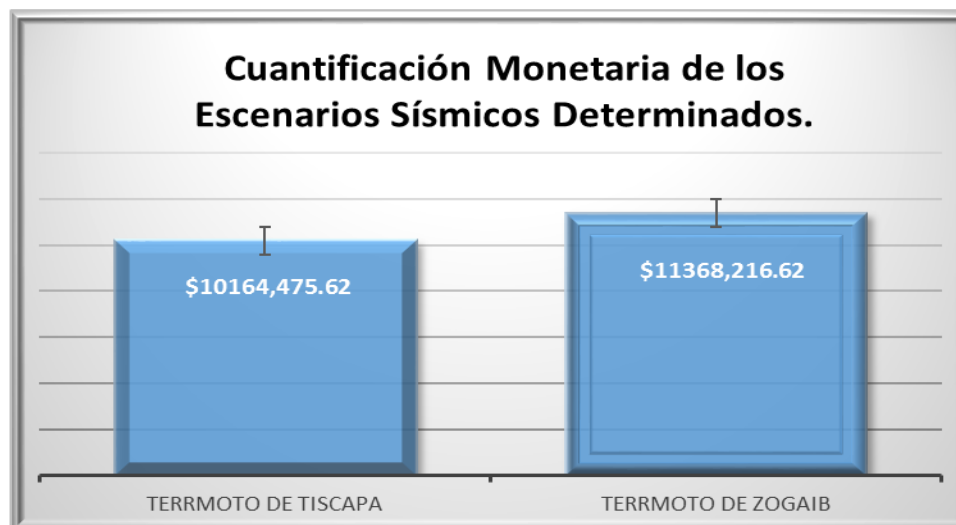


Figura 6-33. Montos económicos para los posibles escenarios sísmicos, Tiscapa y Zogaib.

En la Figura 6-33, se demuestra que para ambos sismos las estimaciones de pérdidas económicas por reconstrucción son graves. Considerando que para el sismo originado por la falla Tiscapa, el 99.4% del área construida en la UNAN presentaría daños infraestructurales en todos los niveles (leve, moderado, extensivo, completo), los cuales generarían una cifra monetaria que haría a más, de los 10 millones de dólares. El terremoto producido por la falla Zogaib cuantificarían un valor porcentual del 12% en aumento en los costos de reparación y remplazo, ya que este provocaría el 99.7% de daños en el área construida.

6.6. Análisis de los resultados.

La herramienta S.E.L.E.N.A. hace uso del método de análisis espectro capacidad (CSM, propuesto en ATC-40) que define la intersección del espectro de diseño de demanda y la curva de capacidad de la estructura (ver Figura 6-34), proporcionando en punto de desempeño de la misma, que representa el máximo desplazamiento que puede soportar la estructura para terremotos con las características estudiadas.

En análisis de riesgo sísmicos se han observado que cada edificio muestra un comportamiento diferente que depende directamente de la calidad de los materiales estructurales, la distancia a la fuente sismogénica, las condiciones del suelo de cimentación y los contextos de vulnerabilidad infraestructural de la misma.

Conviene analizar el punto de desempeño de la mampostería confinada (CLu) que corresponde a un 63 % de las 77 edificaciones evaluadas y estima promedios de daños entre 25,917 m² (el 67.7 % del área construida en el área de estudio) para efectos de los terremotos propuestos, en el análisis se pretende visualizar el análisis que realiza le herramienta de S.E.L.E.N.A. y comprender los resultados que se han presentado en las gráficas anteriores.

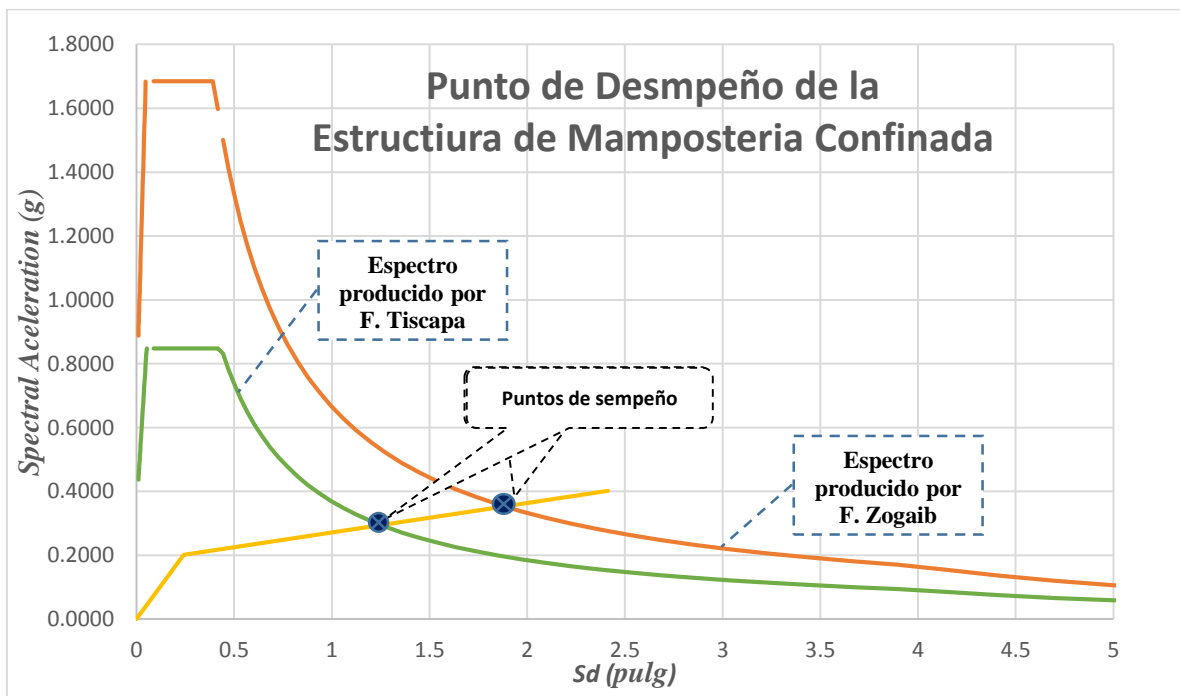


Figura 6-34. Puntos de desempeño para los edificios de mampostería confinada frente a los terremotos producidos por la falla Tiscapa y la Falla Zogaib. Representación de los Espectros de Respuesta y la curva de capacidad del edificio.

En la Figura 6-34, se muestra la curva de capacidad para la mampostería Confinada (confirmar en anexo 4) y los espectros de respuesta construidos por los valores espectrales del sitio para la geounidad más afectada y para cada ley de atenuación Campbell and Bozorgnia 1994 (se muestran en el Anexo IV). Se concibe un claro desempeño que tiene la estructura CLu, con desplazamientos de 1.89 pulg (4.8 cm) y aceleraciones de 0.36 g para la carga lateral incremental propiciada por el terremoto de la falla Zogaib y un punto de desempeño con desplazamientos de 1.27 pulg (3.23 cm) y aceleraciones de 0.29 g por la incidencia del terremoto producido en la falla Tiscapa. Estos valores demuestran el riesgo precedentemente condicionado por el estado actual de los edificios y el sistema constructivo empleado. En la Figura 6-35, se muestran los diferentes niveles de daños que sufre la estructura, por el efecto del sismo en la falla Zogaib un mayor porcentaje cae en rangos de daños extensivos y daños completos, es decir graves rupturas o colapsos de las estructuras, el sismo producto de la falla Tiscapa, aunque con epicentro más alejado de la zona de estudio, sus daños tienen efectos desde daños moderados hasta directamente altos.

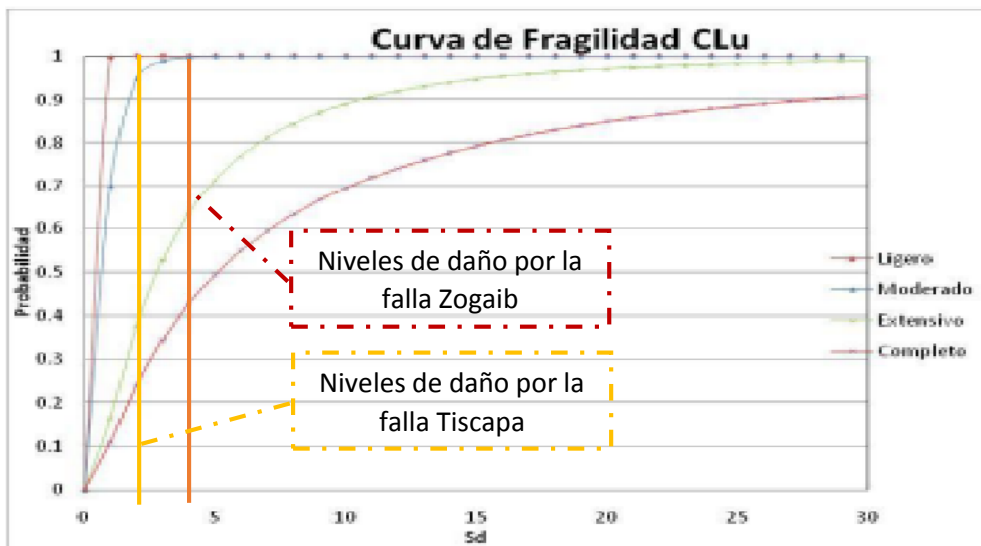


Figura 6-35. Niveles de daño en el edificio, considerando el desplazamiento del punto de desempeño del edificio.

Lo que se ha mencionado es una muestra de los resultados que se sustraen de la herramienta, hay que señalar que se puede analizar cada una de las diferentes tipologías, considerar sus condiciones y evaluar los diferentes niveles de daños. Para fines práctico se ha presentado el sistema estructural que tienen mayor incidencia en el área de estudio.

Se puede entender además, que debido a que las velocidades de ondas de cortes oscilan entre los 180 y 360 m/s para los suelos de cimentación en el área de estudio (Edgardo & Ronald, 2015), considerado suelo tipo D según “NEHRP” (FEMA, 2007), [(como es aplicado por IBC-2006. (ICC, 2006)] que corresponde a un suelo rígido. Ahora conociendo que el efecto de amplificación del suelo, que en muchos casos es el principal causante de los daños producidos en las obras civiles, para el tipo de suelo en sitio presenta aceleración de 0,86 g, valores que afectaran directamente la capacidad de la estructura. Las cargas son claramente soportadas por el suelo en tales características, tales como los edificios de mampostería confinada, pero las condiciones de las estructuras no podrían responder de la misma forma. Por la edad de los edificios y se suma la baja resistencia de sus materiales estructurales. El suelo tiene propiedades que pueden homogeneizar las vibraciones, pero las condiciones de vulnerabilidad de las estructuras no son las más adecuadas para los enjambres de alta magnitud.

7. CONCLUSIONES.

En estas páginas se describe los argumentos de resultados finales del análisis que se realizó en esta investigación, que hacen referencia a la secuencia de los objetivos planteados.

El estudio del levantamiento en “in situ” determinó cuatro sistemas constructivos que prevalecen en la representación de la tipología estructural de las edificaciones presente en el recinto universitario Rubén Darío; de un muestreo total de análisis de 77 edificios evaluados, la predominancia de mampostería confinada es notable con un 63% de estas, Clasificado de acuerdo a la metodología propuesta en RESIS II, tiene un índice final (CLu) y Clasificado como (URML) según la metodología indicada por HAZUS, el 16% corresponde al sistema constructivos de mampostería reforzada, clasificándolo como (CBri) por RESIS y no se detalla clasificación para la otra metodología, se calculó que un 13% muestra una parcial dominancia del sistema constructivos utilizado en la actualidad en la UNAN, los cuales son marcos de momentos de acero (S3), y el restante 8% son estructuras de planchetas prefabricadas con índice final (PC1) clasificadas por ambas metodologías.

Se Caracterizó los sistemas constructivos prevalecentes en el área de análisis, al describir las particularidades de los diferentes detalles que suman el conjunto de aspecto de un edificios, con respecto a lo establecido al Reglamento nacional de la construcción se demostró que existe una inadecuada configuración estructural de la tipología arquitectónica, y que las especificaciones técnicas de la concepción estructural planteada en el artículo 19 RNC-07 hacen referencia de esto en los incisos a, b, d, f . Así como también se considera en cuenta lo planteado en el Artículo 01, 20, y el artículo 27 de criterios generales en el inciso a.

Los aspectos de estructuración geométrica, método de construcción, y vida útil para el cual fueron diseño los edificios del Recinto universitario Rubén Darío, son los elementos que se identificaron como vulnerables a aumentar la predisposición a sufrir afectaciones de daños ante la acción de una situación de amenaza sísmica.

Al determinar la distribución porcentual de los diferentes niveles de daños estructurales causados por ambos escenarios sísmicos, quedo en evidencia la vulnerabilidad infraestructural que presentan los edificios. El comportamiento del desempeño de capacidad de resistencia ante la demanda sísmica propuesta no es la adecuada, ya que se demostró los elevados porcentajes en los sistemas constructivos. Solamente, menos del 1% del área total construida en el recinto universitario, no presentaría ningún daño, lo cual expone el impacto directo de los terremotos sobre las edificaciones. Además, estos resultados indican que el estado de daño completo es el que tiene mayor probabilidad de consecuencia de pérdidas porque representaría más 57% del área dañada y es que se clasifican con mayor relevancia en las descripciones de grietas, desplazamiento y deformaciones de las estructuras que causaría un terremoto.

La generación de vidas perdidas producidas por la simulación de los terremotos Tiscapa y Zogaib ha sido causada por el deficiente comportamiento sísmico de las estructuras, y no por la naturaleza geodinámica del suelo. La cantidad de víctimas fatales depende de la ocurrencia del escenario sísmico durante el día, las mayores proporcionalidades de lesionados transcurrieron en el turno matutino, esto se debe a que la población universitaria y personal administrativo se encontraba concentrada por la mañana siendo mayor uso de las instalaciones del recinto.

Las estimaciones de pérdidas económicas están estrechamente relacionadas con el valor por metro cuadrado de reconstrucción para cada una de las tipologías constructivas, así como también con la distribución de los niveles de daños infraestructurales. El sistema constructivo que genero mayores estimaciones de costo directo de reparación y remplazo es el de mampostería confinada, porque es que se encuentra con más frecuencia en el recinto y es que tiene aspectos particulares de detalles referentes a la vulnerabilidad.

La simulación de los escenarios sísmico determinados permitió anticipar que las posibles consecuencias económicas en términos de estimación de pérdidas por reconstrucciones son graves. Al cuantificar los daños estructurales en todos los posibles niveles causados, el monto ascendería a una cifra entre los 10 y 12 millones de dólares en afectación directa a los edificios del Recinto universitario Rubén Darío.

Por lo tanto, al relacionar la amenaza sísmica determinada con respecto a la vulnerabilidad de los elementos expuesto, concluimos que existe un alto riesgo sísmico en el Recinto universitario Rubén Darío.

8. RECOMENDACIONES.

- Recomendaciones sobre los aspectos relacionados con la metodología propuesta en la investigación de la tesis.

Se requiere realizar investigaciones más detalladas sobre la repuesta sísmica de los suelos en el área de estudio, creando espectros de respuesta y así el diseño eficiente de las nuevas edificaciones. Además de valorar de manera más concreta los efectos de futuros movimientos dinámicos en a las estructuras.

Un estudio de análisis del comportamiento dinámico de los sistemas constructivos dominantes en el campus, con el propósito de obtener curvas de capacidad confiable y funciones de vulnerabilidad para cada tipo de estructuras; y así determinar con menor incertidumbre las estimaciones de pérdidas generadas por un sismo.

Crear ficheros de ajustes de monitoreo de sismos en tiempo real, que el instituto Nicaragüense de estudio territoriales INETER podría facilitar, para realizar un análisis de riesgo con datos en tiempo-real, el cual, determinaría cuantitativamente las pérdidas económicas y humanas en cuestión de minutos, que podría ocasionar un terremoto con epicentro a 5 km a la redonda del Recinto universitario Rubén Darío y poder tomar decisiones de manera mas acertada frente a la hipotética emergencia.

- Recomendaciones sobre los resultados obtenidos.

Se recomienda en base a lo especificado en el artículo 01 del Reglamento Nacional de la Construcción, realizar una inspección rigurosa de los edificios y evaluar el estado en el que se encuentran. Con el objetivo de reducir la vulnerabilidad en las estructuras y aminorar los efectos de un devastador sismo.

Considerar la opción de relevar las estructuras más antiguas por estructuras en mejores condiciones estructurales frente a la demanda sísmica local, considerando que hay edificios que tienen aproximadamente 50 años de utilidad, que fueron diseñados y construidos en un principio provisionalmente y que ahora cumplen funciones de alta prioridad para la comunidad universitaria.

Utilizar buenos métodos constructivos en al remodelamiento de las estructuras existentes y en las nuevas construcciones, previendo un escenario sísmico que dejaría a la universidad con vía de evacuación de zonas aledañas que se podrían ver gravemente afectadas.

Utilizar las infraestructuras para funciones prediseñadas, ya que se ha podido observar que gran parte de las edificaciones cumplen funciones fuera de sus márgenes de diseños, edificios para aulas que se están utilizando como oficinas o adaptados a laboratorios de gran importancia para las investigaciones académicas.

La vulnerabilidad local frente a los riesgos, aumentan en dependencia de la población concentrada por unidades de áreas construidas, por lo que se recomienda limitar los espacios de utilización del personal en los edificios, respetando los espacios mínimos en los usos de oficinas, aulas de clases, cubículos docentes.

Concientizar más al alumnado para responder a cualquier eventualidad sísmica, donde este pueda colaborar en la rehabilitación de las funciones, respuesta inmediata y prudente a los efectos sísmicos más catastróficos posibles.

Además, se recomienda a las autoridades competentes (UNAN-Managua) desarrollar planes y estrategias de recuperación después del desastre, para mitigar las posibles consecuencias de un terremoto.

Se recomienda realizar estudios particulares de vulnerabilidad y riesgo sísmico en las edificaciones del área de estudio que permitan ampliar el conocimiento de la comunidad científica de la universidad y los criterios para las tomas de decisiones de las autoridades convenientes.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Arturo, M. C. (2009). *Análisis de estructuras bajo acciones Dinámicas*. Parana: Editorial de la Universidad Tecnológica Nacional - edUTecNe.
- Cardona, O. D. (1993). *Evaluación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo*. A. Maskrey (ed.): Maskrey.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1975). *Dinamics of Structures*.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinamica de Estructuras*. Mexico: Pearson.
- Díaz, V. (2010). *Avances para estudios del riesgo sísmico a escala regional y local: aplicación a América Central y a la Bahía de Cádiz (Sur de España)*. Barcelona.: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Edgardo, P., & Ronald, B. (2015). *Análisis de amenaza sísmica y respuesta de sitio considerando el potencial del fallamiento superficial en el campus del Recinto Universitario Rubén Darío (RURD) de la UNAN-Managua*. Managua: UNAN.
- FEMA. (2007). *Nehrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings*. . Washington DC: FEMA 222A.
- HAZUZ-MH, F. (2003). *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*. Washington: National Institute of Building Sciences.
- ICC. (2006). *2006 international building code (IBC-2006)*. United States: ICC.
- IGG-CIGEO, U.-M. (2005). Estudio de Riesgo Sísmico para la Construcción de dos edificios ao SO del Campus del Recinto Universitario Rubén Darío. *IGG-CIGEO*, 28.
- INETER. (2000). *Microzonificación Sísmica de Managua*. Managua: INETER.
- Joyner, W. B., & Boore, D. (1988). *Measurement characterization and prediction of strong ground motion Earthquake Engineering and Soil Dynamics II*. Park City: Geotechnical Division of the American Society of Civil Engineers.
- Martínez, S. (2014). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA URBANA BASADA EN TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS Y DISPOSICIÓN URBANA DE LA EDIFICACIÓN. APLICACIÓN EN LA CIUDAD DE LORCA, REGIÓN DE MURCIA*. MADRID: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID.
- Molina, S. (2009). *Manual de Usuario para la Herramienta de Estimación de Pérdidas Sísmicas: SELENA (v5.0)*. España: NORSAR y Universidad de Alicante.
- Mosquera, L. P. (2008). *Estado del Arte en Métodos de evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Entornos Urbanos*. Medellín: Universidad de Medellín.
- Payares, K., & Alviz, C. (2013). *Prácticas de cuidados durante el Puerperio*. Lima, Peru.

- RESIS II, P. (2008). *Evaluación de la Amenaza Sísmica en CENTROAMERICA*. Centroamerica: NORSAR.
- Reyes Loasiga, N., Sarrias Siria, A., & Maltez Montiel, J. (2010). *Metodología para la determinación de la Vulnerabilidad Sísmica en las edificaciones*. Managua: UNI-SAREC.
- Rondon, E. M., Arauju, I. G., & Cho, G. C. (2008). *Funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de mampostería utilizando técnicas de simulación*. Dyna.
- Schmidt, V. (2010). *Avances para estudios del riesgo sísmico a escala regional y local: aplicación a América Central ya la Bahía de Cádiz (sur de España)*. Barcelona: Univ. Politécnica de Cataluña.
- Universidad de Costa Rica. (21 de 06 de 2011). Obtenido de Universidad de Costa Rica:
<http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=239>

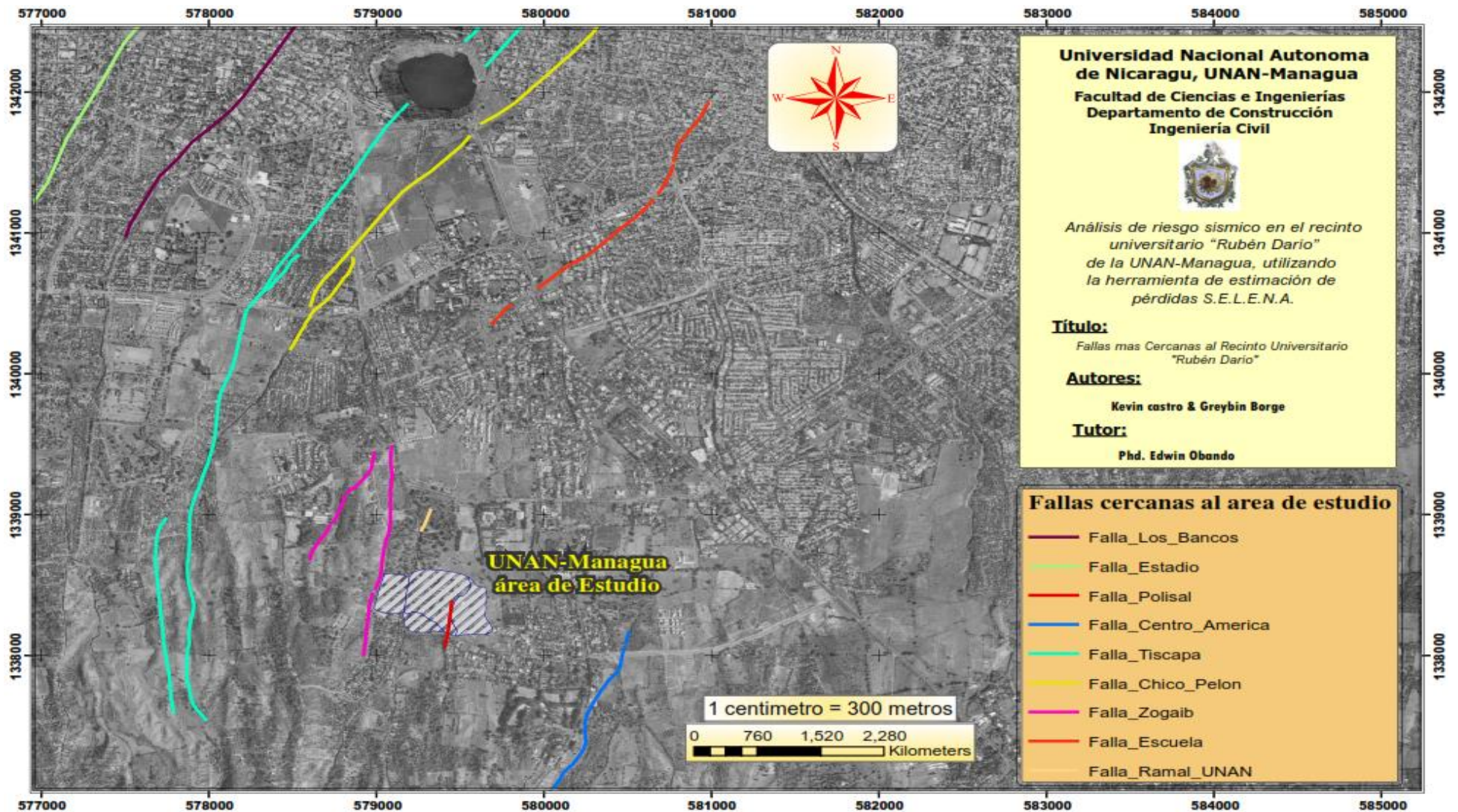
10. ANEXOS.

Lista de Anexos.

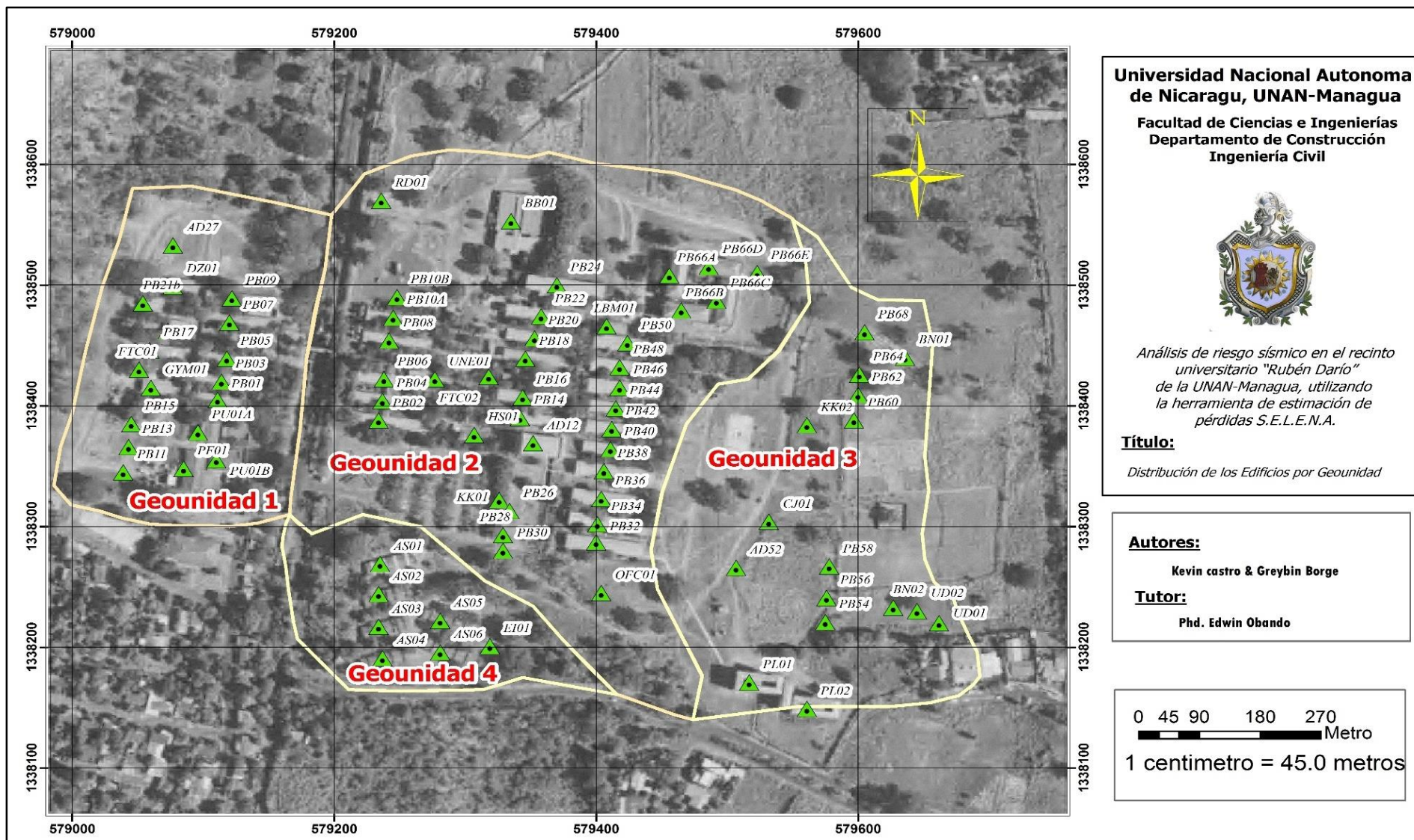
ANEXO 1. MAPA DE FALLAS MÁS CERCANAS AL ÁREA DE ESTUDIO	123
ANEXO 2. MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE EDIFICIOS POR GEOUNIDADES SEGÚN SU TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA.....	124
ANEXO 3. MAPA DE CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS MÁS DOMINANTES EN EL ÁREA DE ESTUDIO.....	125
ANEXO 4. PERDIDAS ECONÓMICAS PRODUCTO DE LOS ESCENARIOS SÍSMICOS PROPUESTOS	126
ANEXO 5. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE CAMPO.	127
ANEXO 6. CURVA DE CAPACIDAD PARA EDIFICIOS DE ACERO LIVIANO CON CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN LOW (S3_LOW)	128
ANEXO 7. CURVA DE CAPACIDAD PARA EDIFICIOS DE LOSAS PREFABRICADAS CON CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN LOW (S3_LOW)	128
ANEXO 8. CURVA DE CAPACIDAD PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA (CLU).....	129
ANEXO 9. CURVA DE CAPACIDAD PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (CBRI)	129
ANEXO 10. CURVA DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA (CLU)	130
ANEXO 11. CURVA DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (CBRI)	130
ANEXO 12. CURVA DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA (CLU).....	131
ANEXO 13. CURVA DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICIOS DE ACERO LIVIANO CON CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN LOW (S3_LOW) .	131
ANEXO 14. TABLA 5.4 DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY PARAMETERS - DESIGN STRENGTH (Cs)	132
ANEXO 15. TABLA 5.5. DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY PARAMETERS-PERIOD (Te), PUSHOVER MODE RESPONSE FACTORS AND OVERSTRENGTH RATIOS.	133
ANEXO 16. TABLA 5.6 DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY PARAMETERS - DUCTILITY	134
ANEXO 17. TABLA 5.7A DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY CURVES - HIGH-CODE DESIGN LEVEL.....	135
ANEXO 18. TABLA 5.7B. DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY CURVES - MODERATE-CODE DESIGN LEVEL.....	136
ANEXO 19. TABLA 5.7C DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY CURVES - LOW-CODE DESIGN LEVEL	137
ANEXO 20. TABLA 5.7D DE HAZUS CODE BUILDING CAPACITY CURVES - PRE-CODE DESIGN LEVEL	138
ANEXO 21. EJEMPLO DE PARÁMETROS Y CONSTRUCCIÓN DE UNA CORVA DE CAPACIDAD	139
ANEXO 22. TABLA 5.9A DE HAZUS STRUCTURAL FRAGILITY CURVE PARAMETERS - HIGH-CODE SEISMIC DESIGN LEVEL.....	140
ANEXO 23. TABLA 5.9B DE HAZUS STRUCTURAL FRAGILITY CURVE PARAMETERS - MODERATE-CODE SEISMIC DESIGN LEVEL.	141
ANEXO 24. TABLA 5.9C DE HAZUS STRUCTURAL FRAGILITY CURVE PARAMETERS - LOW-CODE SEISMIC DISIGN LEVEL	142
ANEXO 25. TABLA 5.9A DE HAZUS STRUCTURAL FRAGILITY CURVE PARAMETERS - PRE-CODE SEISMIC DESIGN LEVEL	143
ANEXO 26. VALORES ESPECTRALES DEL SITIO EN ROCA Y SUPERFICIE PARA LAS TRES LEYES DE ATENUACIÓN UTILIZADAS CON FUENTES SISMOGÉNICAS EN EL TERREMOTO TISCAPA.	144
ANEXO 27. VALORES ESPECTRALES DEL SITIO EN ROCA Y SUPERFICIE PARA LAS TRES LEYES DE ATENUACIÓN UTILIZADAS CON FUENTES SISMOGÉNICAS EN EL TERREMOTO ZOGAIB.	145
ANEXO 28. PARÁMETROS DE RESPUESTA DE SUELO UTILIZADOS POR LOS AUTORES PARA LAS DIFERENTES LEYES DE ATENUACIÓN EXISTENTE EN LA BASE DE DATOS DE LA HERRAMIENTA.	146
ANEXO 29. LEYES EMPÍRICAS DE ATENUACIÓN EXISTENTES EN LA BASE DE DATOS DE S.E.L.E.N.A. (MOLINA, 2009)	147
ANEXO 30. EDIFICIOS MAS REPRESENTATIVOS DEL RECINTO UNIVERSITARIO.	148
ANEXO 31. EDIFICIOS ADAPTADOS A FUNCIONES QUE DEMANDAN MAYOR ÍNDICE DE SEGURIDAD QUE EN DE LA INFRAESTRUCTURA INICIA.	149
ANEXO 32. FALLAS EN LAS EDIFICACIONES QUE MUESTRAN LAS VULNERABILIDAD EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES DONDE PUEDEN FALLAR POR CAUSAS SÍSMICAS.	149
ANEXO 33. MALA COLOCACIÓN DE AIRES ACONDICIONADOS EN UNA GRAN PARTE DE LOS EDIFICIOS.....	149
ANEXO 34. EVIDENCIAS DEL LEVANTAMIENTO DE CAMPO E INSPECCION DEL ESTADO ACTUAL DE LAS EDIFICACIONES	149

10.1. Anexo A. Mapas de presentación de resultados.


Anexo 1. Mapa de Fallas más cercanas al Área de Estudio



Anexo 2. Mapa de distribución de Edificios por Geounidades según su tipología constructiva.



Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, UNAN-Managua
Facultad de Ciencias e Ingenierías
Departamento de Construcción
Ingeniería Civil



Análisis de riesgo sísmico en el recinto universitario "Rubén Darío" de la UNAN-Managua, utilizando la herramienta de estimación de pérdidas S.E.L.E.N.A.

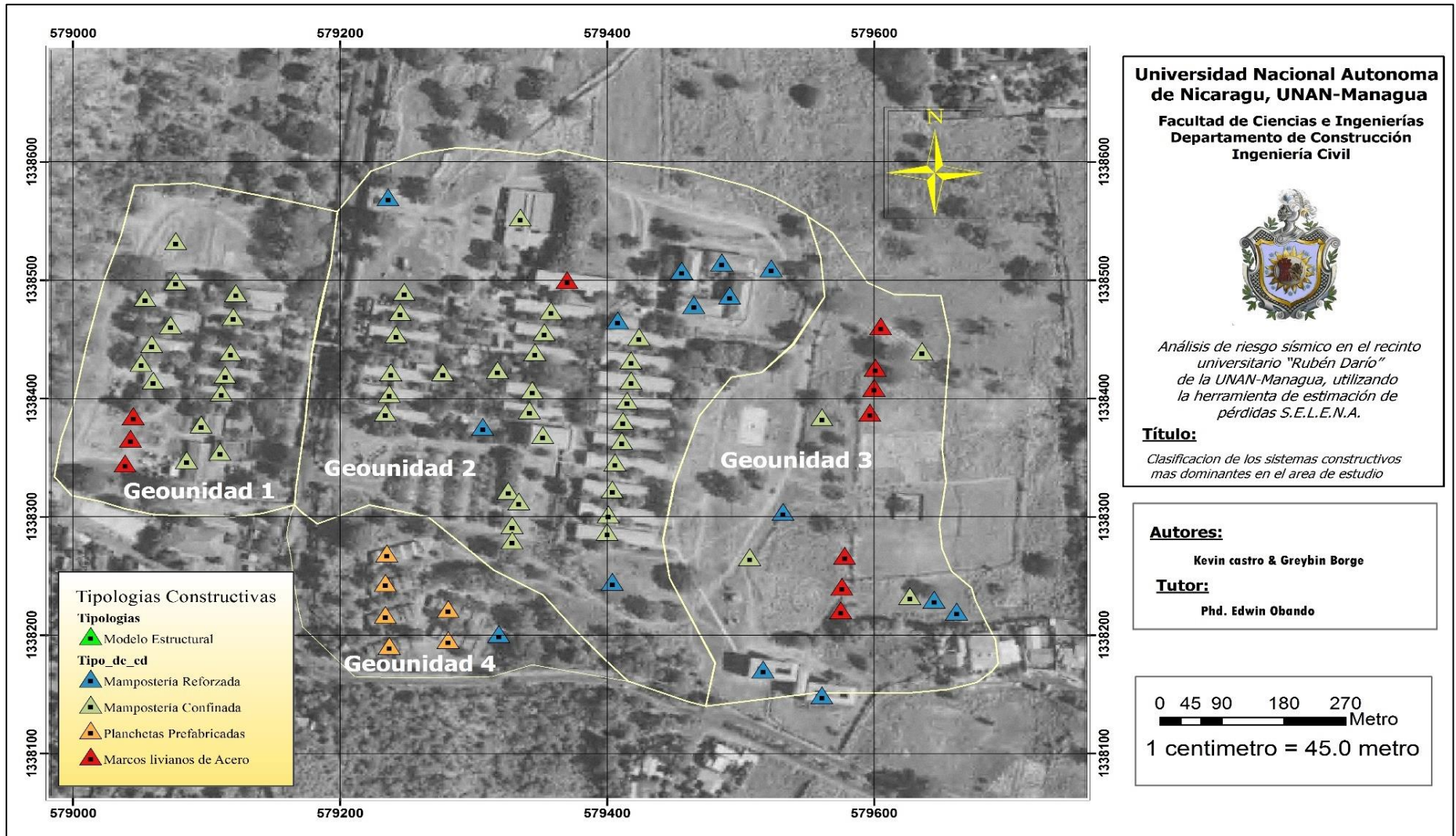
Título:
Distribución de los Edificios por Geounidad

Autores:
 Kevin castro & Greybin Borge

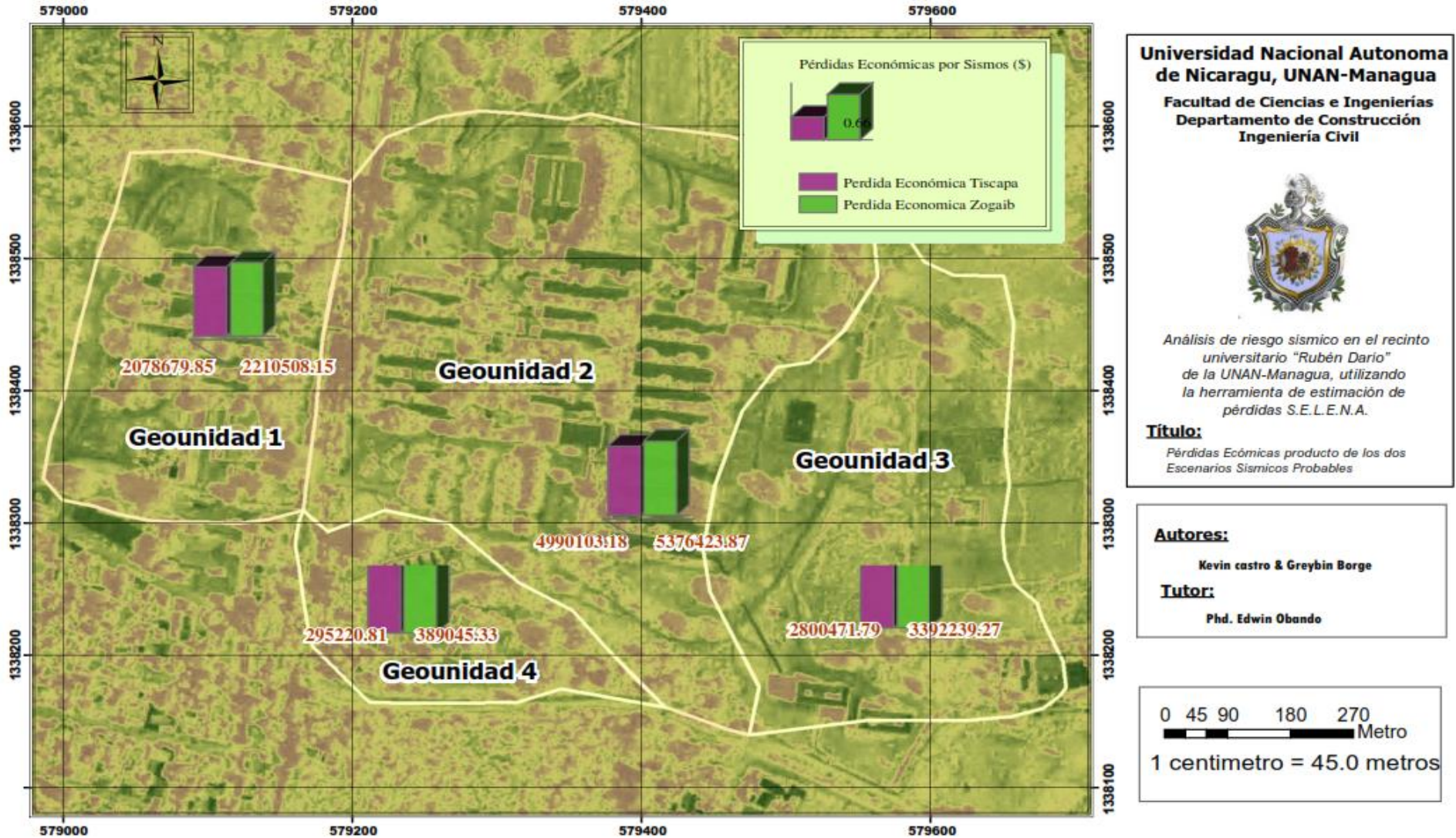
Tutor:
 Phd. Edwin Obando

0 45 90 180 270
 Metro
 1 centimetro = 45.0 metros

Anexo 3. Mapa de Clasificación de los sistemas Constructivos más dominantes en el área de estudio.



Anexo 4. Pérdidas Económicas producto de los escenarios Sísmicos Propuestos



Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, UNAN-Managua
Facultad de Ciencias e Ingenierías
Departamento de Construcción
Ingeniería Civil



Análisis de riesgo sísmico en el recinto universitario "Rubén Darío" de la UNAN-Managua, utilizando la herramienta de estimación de pérdidas S.E.L.E.N.A.

Título:
 Pérdidas Económicas producto de los dos Escenarios Sísmicos Probables

Autores:
 Kevin castro & Greybin Borge

Tutor:
 Phd. Edwin Obando

10.2. Anexo B. Instrumentos para el levantamiento de Campo.

Hoja de Levantamiento de Campo
Caracterización de la Tipología Constructiva en Recinto Universitario
Rubén Darío. UNAN, Managua.

1. Datos Generales.

a. Nombre o Numero de edificio:	b. Geounit	c. Código

1. Uso del edificio / Ocupación / N° Pisos/Dimensiones

a. Uso del Edificio		b. Ocupantes	
Aulas	Oficinas	Por la Mañana	
Auditorio	E Información	Por la Tarde	
E. Ocio	E. Comercio	Por la Noche	
Bodega	Laboratorio	Todos los horarios	
Otros:			
Observaciones:		N° Pisos: 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/>	
c. Dimensiones:		Ancho: _____ Largo: _____ Altura: _____	

d. Regularidad en Planta:	
Cuadrada	
Rectangular	
Otro: _____	
e. Regularidad en altura:	
Colum. Con las mismas alturas	
Colum. Con diferentes alturas	
Colum. Con alturas diferentes con respecto a las demás	
Otro: _____	

2. Tipología y Sistema Constructivo.

a. Fundaciones		
Zapata Corrida	Zapata aislada	Otro: _____

b. Sistema Constructivo	
Mampostería confinada	b.1. Material
Mampostería Reforzada	Ladrillo
Solo mampostería	Bloque
Electromallas	Piedra
Planchas prefabricadas	Cantera
Madera	Adobe
Otro:	Otro: _____

c. Techos	
c.1. Cubierta de techo.	c.2. Caídas de Techo
Zinc	1 Caídas
Losa de Concreto	2 Caídas
Ripio	3 Caídas
Mixto	4 Caídas
Teja de Barro	5 Caídas
Teja Artificial	Otro: _____
Otro: _____	

d. Columnas	e. Escaleras	f. Interiores
Concreto	Mampostería	Pleycen
Perlin	Acero	Minifalda
Madera	Madera	Esqueleto de Madera
Otro:	Otro: _____	Mampostería

3. Estado Actual/edad de la Edificación.

a. Tipo de Mantenimiento	b. Estado de la Edificación	c. Daños por sismos anteriores
Preventivo	Bueno	Leves
Correctivo	Malo	Moderados
		Extensos
		Completo

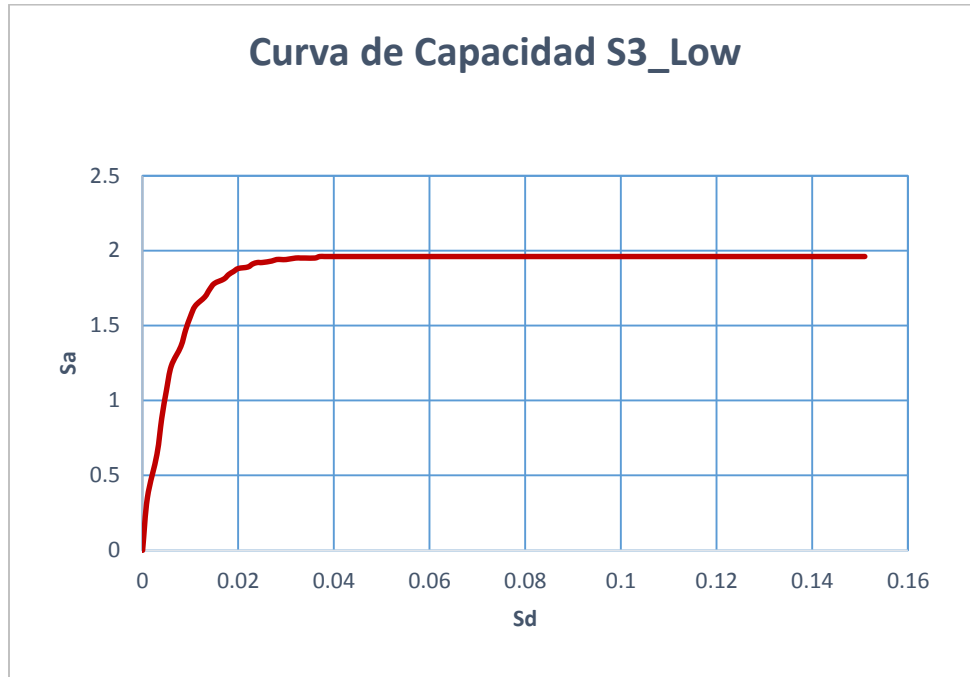
d. Edad del Edificio	_____
----------------------	-------

4. ¿El edificio cumple con los requerimientos básicos del RNC_7?

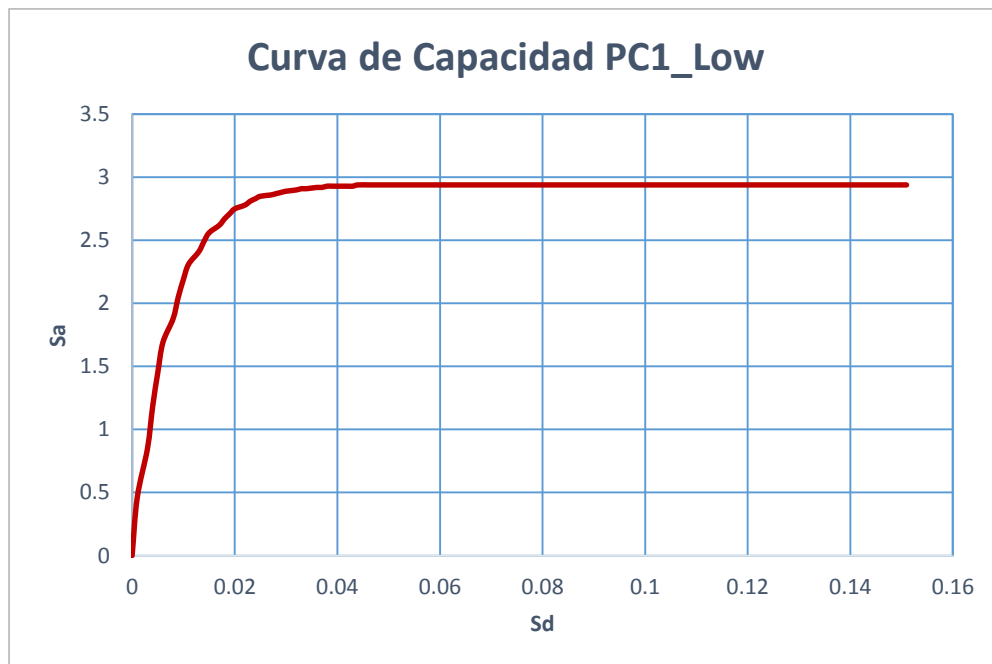
SI: ___ NO: ___

Observaciones del edificio:

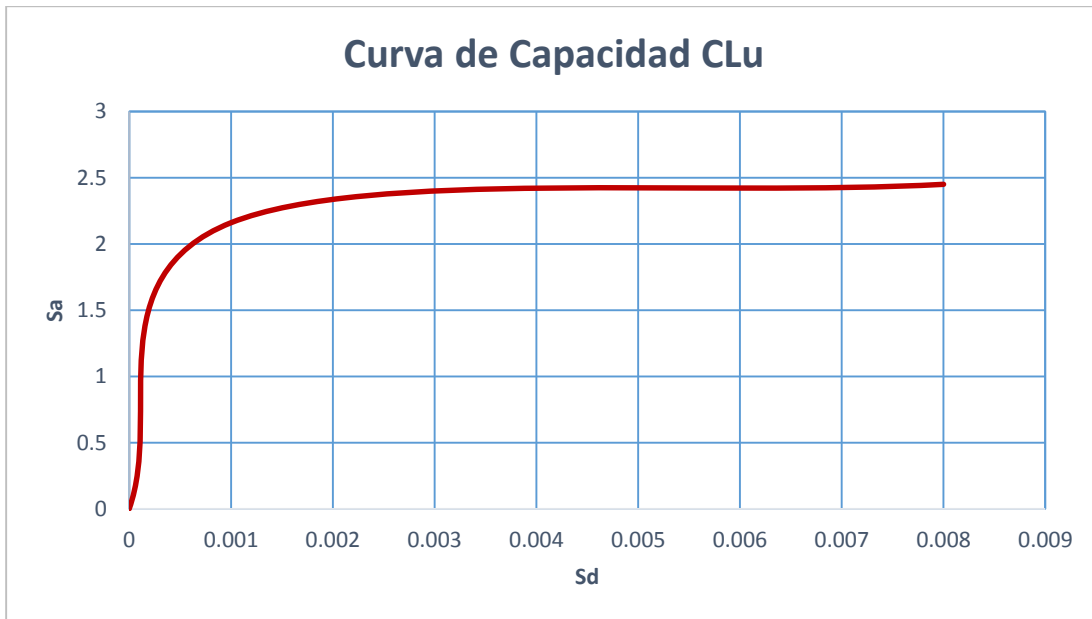
Anexo 5. Ficha de Levantamiento de Campo.

10.3. Anexo C. Curvas de Capacidad Utilizadas para el Análisis.

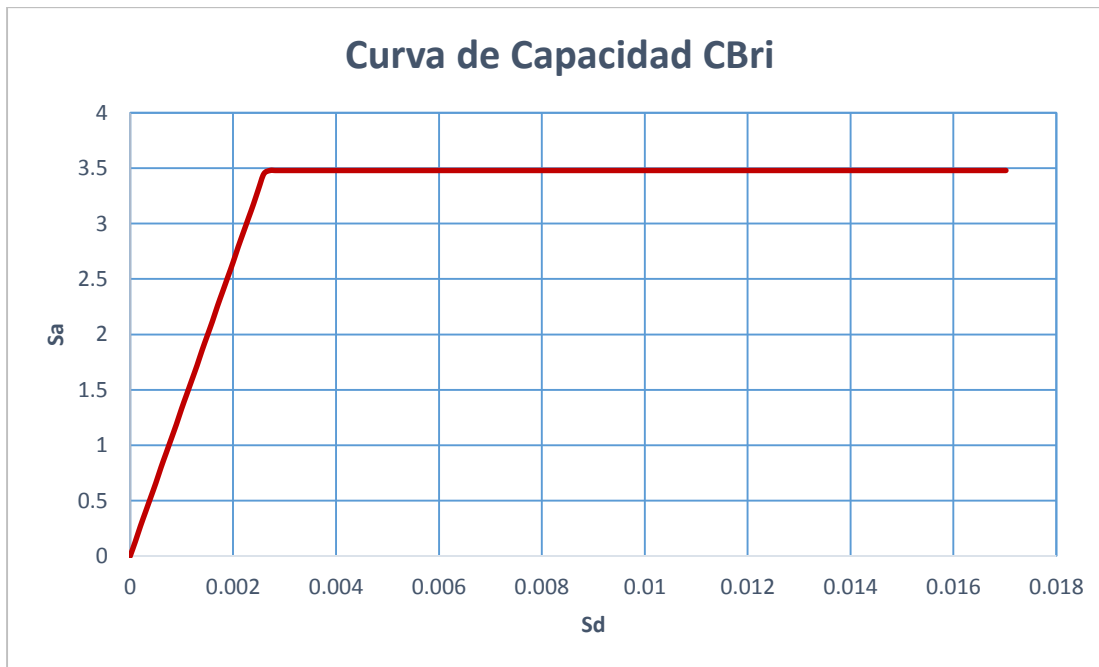
Anexo 6. Curva de capacidad para edificios de acero liviano con código de construcción Low ($S3_Low$)



Anexo 7. Curva de capacidad para edificios de losas prefabricadas con código de construcción Low ($S3_Low$)

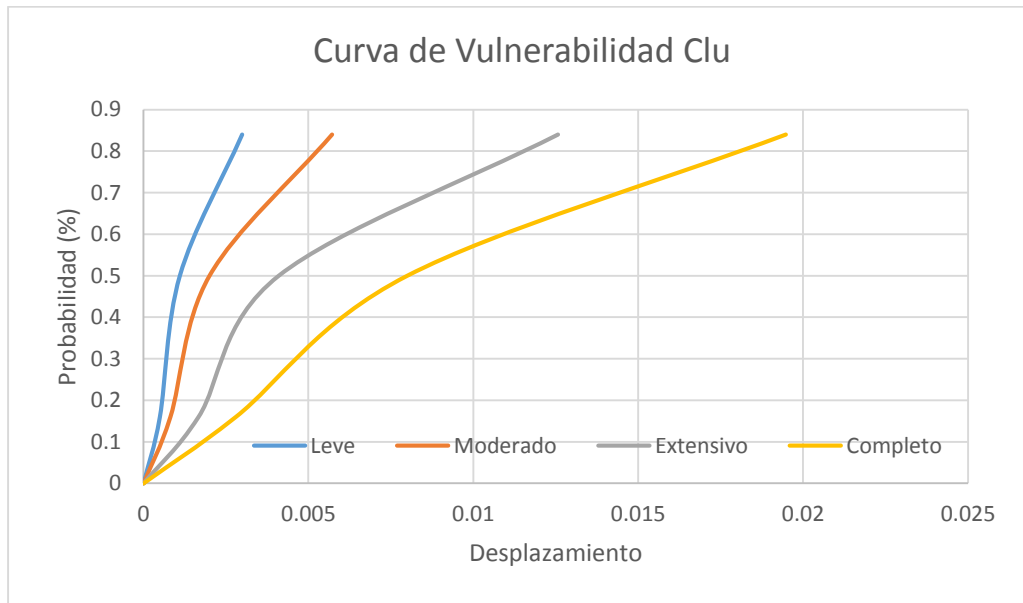


Anexo 8. Curva de capacidad para edificios de mampostería confinada (CLu)

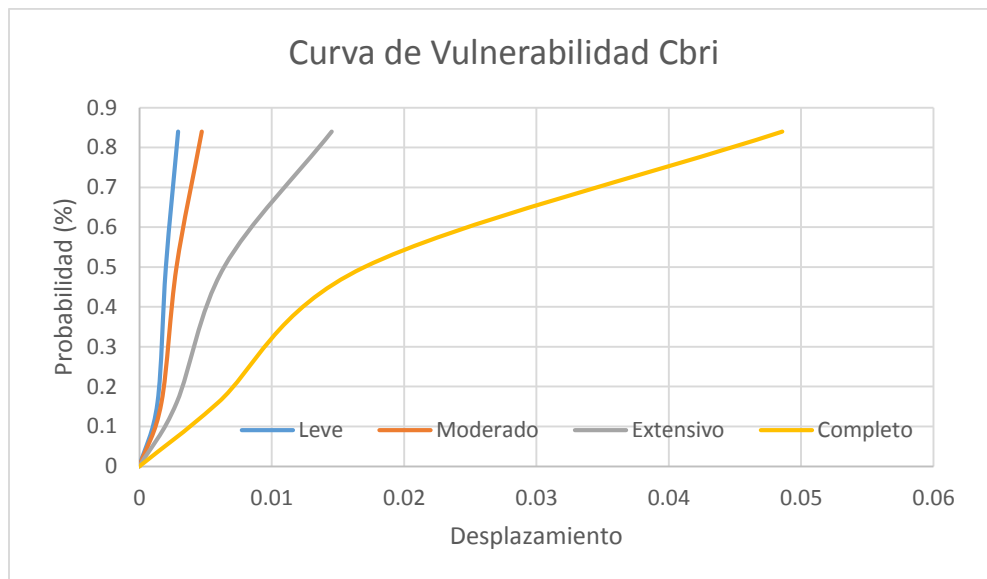


Anexo 9. Curva de capacidad para edificios de Mampostería reforzada (CBri)

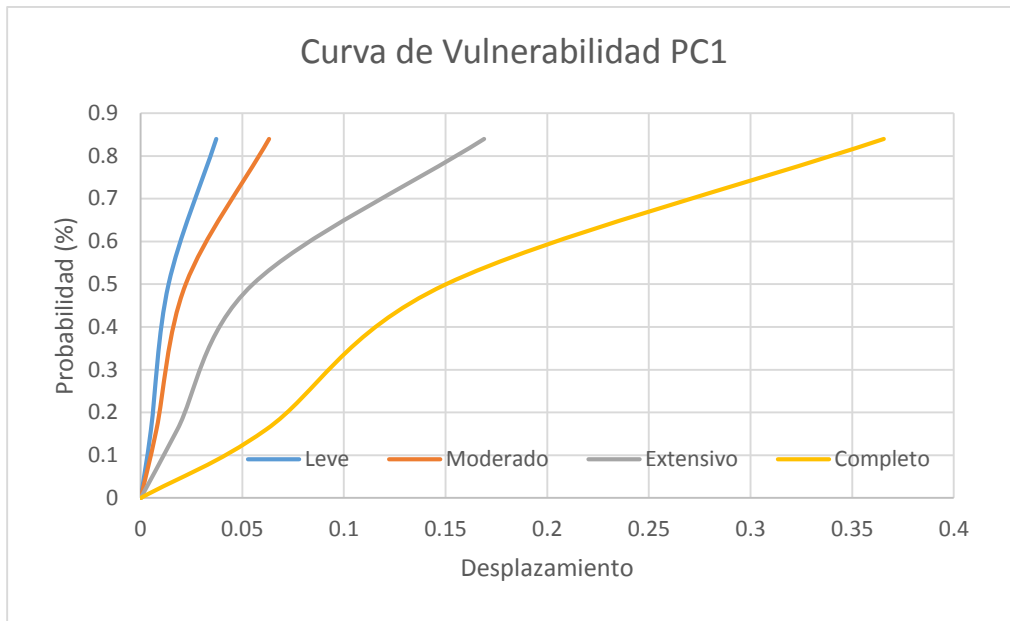
10.4. Anexo D. Curvas de Vulnerabilidad Utilizadas para el Análisis.



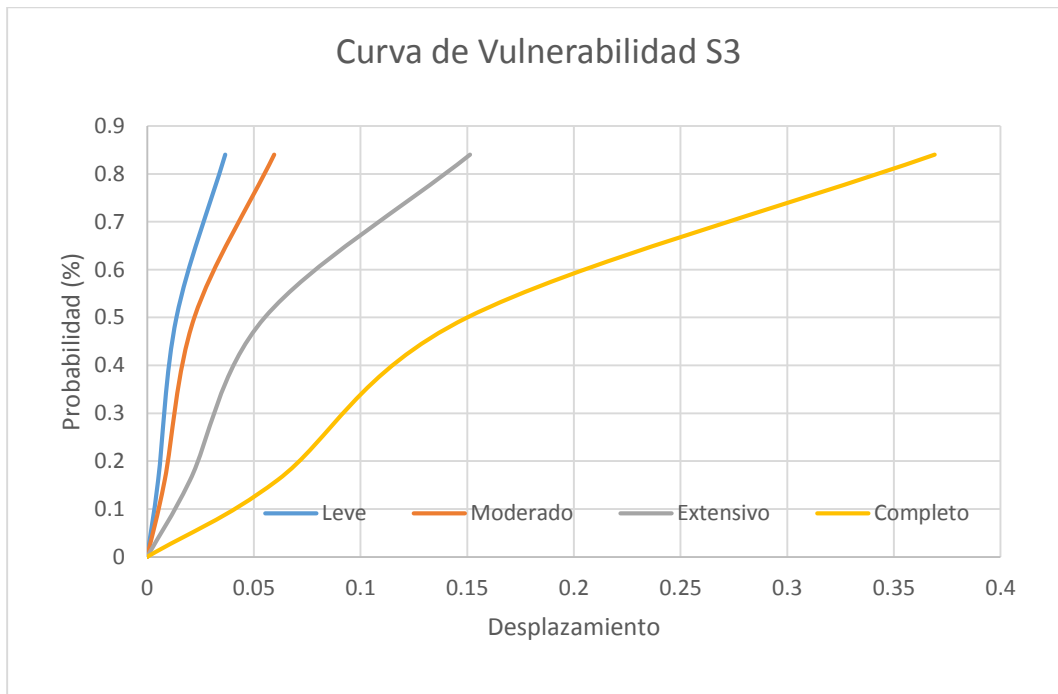
Anexo 10. Curva de vulnerabilidad para edificios de mampostería confinada (CLu)



Anexo 11. Curva de Vulnerabilidad para edificios de Mampostería reforzada (CBri)



Anexo 12. Curva de Vulnerabilidad para edificios de mampostería confinada (CLu)



Anexo 13. Curva de Vulnerabilidad para edificios de acero liviano con código de construcción Low (S3_Low)

10.5. Anexos E. Tablas del Manual de HAZUS para la determinación de las Curvas de Capacidad.

Building Type	Seismic Design Level (Fraction of Building Weight)			
	High-Code	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code
W1	0.200	0.150	0.100	0.100
W2	0.200	0.100	0.050	0.050
S1L	0.133	0.067	0.033	0.033
S1M	0.100	0.050	0.025	0.025
S1H	0.067	0.033	0.017	0.017
S2L	0.200	0.100	0.050	0.050
S2M	0.200	0.100	0.050	0.050
S2H	0.150	0.075	0.038	0.038
S3	0.200	0.100	0.050	0.050
S4L	0.160	0.080	0.040	0.040
S4M	0.160	0.080	0.040	0.040
S4H	0.120	0.060	0.030	0.030
S5L			0.050	0.050
S5M			0.050	0.050
S5H			0.038	0.038
C1L	0.133	0.067	0.033	0.033
C1M	0.133	0.067	0.033	0.033
C1H	0.067	0.033	0.017	0.017
C2L	0.200	0.100	0.050	0.050
C2M	0.200	0.100	0.050	0.050
C2H	0.150	0.075	0.038	0.038
C3L			0.050	0.050
C3M			0.050	0.050
C3H			0.038	0.038
PC1	0.200	0.100	0.050	0.050
PC2L	0.200	0.100	0.050	0.050
PC2M	0.200	0.100	0.050	0.050
PC2H	0.150	0.075	0.038	0.038
RM1L	0.267	0.133	0.067	0.067
RM1M	0.267	0.133	0.067	0.067
RM2L	0.267	0.133	0.067	0.067
RM2M	0.267	0.133	0.067	0.067
RM2H	0.200	0.100	0.050	0.050
URML			0.067	0.067
URMM			0.067	0.067
MH	0.100	0.100	0.100	0.100

Anexo 14. Tabla 5.4 de HAZUS Code Building Capacity Parameters - Design Strength (Cs)

Building Type	Height to Roof (Feet)	Period, T_e (Seconds)	Modal Factors		Overstrength Ratios	
			Weight, α_1	Height, α_2	Yield, γ	Ultimate, λ
W1	14.0	0.35	0.75	0.75	1.50	3.00
W2	24.0	0.40	0.75	0.75	1.50	2.50
S1L	24.0	0.50	0.80	0.75	1.50	3.00
S1M	60.0	1.08	0.80	0.75	1.25	3.00
S1H	156.0	2.21	0.75	0.60	1.10	3.00
S2L	24.0	0.40	0.75	0.75	1.50	2.00
S2M	60.0	0.86	0.75	0.75	1.25	2.00
S2H	156.0	1.77	0.65	0.60	1.10	2.00
S3	15.0	0.40	0.75	0.75	1.50	2.00
S4L	24.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.25
S4M	60.0	0.65	0.75	0.75	1.25	2.25
S4H	156.0	1.32	0.65	0.60	1.10	2.25
S5L	24.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
S5M	60.0	0.65	0.75	0.75	1.25	2.00
S5H	156.0	1.32	0.65	0.60	1.10	2.00
C1L	20.0	0.40	0.80	0.75	1.50	3.00
C1M	50.0	0.75	0.80	0.75	1.25	3.00
C1H	120.0	1.45	0.75	0.60	1.10	3.00
C2L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.50
C2M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.50
C2H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.50
C3L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.25
C3M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.25
C3H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.25
PC1	15.0	0.35	0.50	0.75	1.50	2.00
PC2L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
PC2M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.00
PC2H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.00
RM1L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
RM1M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.00
RM2L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
RM2M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.00
RM2H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.00
URML	15.0	0.35	0.50	0.75	1.50	2.00
URMM	35.0	0.50	0.75	0.75	1.25	2.00
MH	10.0	0.35	1.00	1.00	1.50	2.00

Anexo 15. Tabla 5.5. de HAZUS Code Building Capacity Parameters-Period (T_e), Pushover Mode Response Factors and Overstrength Ratios.

Building Type	Seismic Design Level			
	High-Code	Moderate-Code	Low-Code	Pre-Code
W1	8.0	6.0	6.0	6.0
W2	8.0	6.0	6.0	6.0
S1L	8.0	6.0	5.0	5.0
S1M	5.3	4.0	3.3	3.3
S1H	4.0	3.0	2.5	2.5
S2L	8.0	6.0	5.0	5.0
S2M	5.3	4.0	3.3	3.3
S2H	4.0	3.0	2.5	2.5
S3	8.0	6.0	5.0	5.0
S4L	8.0	6.0	5.0	5.0
S4M	5.3	4.0	3.3	3.3
S4H	4.0	3.0	2.5	2.5
S5L			5.0	5.0
S5M			3.3	3.3
S5H			2.5	2.5
C1L	8.0	6.0	5.0	5.0
C1M	5.3	4.0	3.3	3.3
C1H	4.0	3.0	2.5	2.5
C2L	8.0	6.0	5.0	5.0
C2M	5.3	4.0	3.3	3.3
C2H	4.0	3.0	2.5	2.5
C3L			5.0	5.0
C3M			3.3	3.3
C3H			2.5	2.5
PC1	8.0	6.0	5.0	5.0
PC2L	8.0	6.0	5.0	5.0
PC2M	5.3	4.0	3.3	3.3
PC2H	4.0	3.0	2.5	2.5
RM1L	8.0	6.0	5.0	5.0
RM1M	5.3	4.0	3.3	3.3
RM2L	8.0	6.0	5.0	5.0
RM2M	5.3	4.0	3.3	3.3
RM2H	4.0	3.0	2.5	2.5
URML			5.0	5.0
URMM			3.3	3.3
MH	6.0	6.0	6.0	6.0

Anexo 16. Tabla 5.6 de HAZUS Code Building Capacity Parameters - Ductility

Building Type	Yield Capacity Point		Ultimate Capacity Point	
	D_y (in.)	A_y (g)	D_u (in.)	A_u (g)
W1	0.48	0.400	11.51	1.200
W2	0.63	0.400	12.53	1.000
S1L	0.61	0.250	14.67	0.749
S1M	1.78	0.156	28.40	0.468
S1H	4.66	0.098	55.88	0.293
S2L	0.63	0.400	10.02	0.800
S2M	2.43	0.333	25.88	0.667
S2H	7.75	0.254	61.97	0.508
S3	0.63	0.400	10.02	0.800
S4L	0.38	0.320	6.91	0.720
S4M	1.09	0.267	13.10	0.600
S4H	3.49	0.203	31.37	0.457
S5L				
S5M				
S5H				
C1L	0.39	0.250	9.39	0.749
C1M	1.15	0.208	18.44	0.624
C1H	2.01	0.098	24.13	0.293
C2L	0.48	0.400	9.59	1.000
C2M	1.04	0.333	13.84	0.833
C2H	2.94	0.254	29.39	0.635
C3L				
C3M				
C3H				
PC1	0.72	0.600	11.51	1.200
PC2L	0.48	0.400	7.67	0.800
PC2M	1.04	0.333	11.07	0.667
PC2H	2.94	0.254	23.52	0.508
RM1L	0.64	0.533	10.23	1.066
RM1M	1.38	0.444	14.76	0.889
RM2L	0.64	0.533	10.23	1.066
RM2M	1.38	0.444	14.76	0.889
RM2H	3.92	0.338	31.35	0.677
URML				
URMM				
MH	0.18	0.150	2.16	0.300

Anexo 17. Tabla 5.7a de HAZUS Code Building Capacity Curves - High-Code Design Level

Building Type	Yield Capacity Point		Ultimate Capacity Point	
	D _y (in.)	A _y (g)	D _u (in.)	A _u (g)
W1	0.36	0.300	6.48	0.900
W2	0.31	0.200	4.70	0.500
S1L	0.31	0.125	5.50	0.375
S1M	0.89	0.078	10.65	0.234
S1H	2.33	0.049	20.96	0.147
S2L	0.31	0.200	3.76	0.400
S2M	1.21	0.167	9.70	0.333
S2H	3.87	0.127	23.24	0.254
S3	0.31	0.200	3.76	0.400
S4L	0.19	0.160	2.59	0.360
S4M	0.55	0.133	4.91	0.300
S4H	1.74	0.102	11.76	0.228
S5L				
S5M				
S5H				
C1L	0.20	0.125	3.52	0.375
C1M	0.58	0.104	6.91	0.312
C1H	1.01	0.049	9.05	0.147
C2L	0.24	0.200	3.60	0.500
C2M	0.52	0.167	5.19	0.417
C2H	1.47	0.127	11.02	0.317
C3L				
C3M				
C3H				
PC1	0.36	0.300	4.32	0.600
PC2L	0.24	0.200	2.88	0.400
PC2M	0.52	0.167	4.15	0.333
PC2H	1.47	0.127	8.82	0.254
RM1L	0.32	0.267	3.84	0.533
RM1M	0.69	0.222	5.54	0.444
RM2L	0.32	0.267	3.84	0.533
RM2M	0.69	0.222	5.54	0.444
RM2H	1.96	0.169	11.76	0.338
URML				
URMM				
MH	0.18	0.150	2.16	0.300

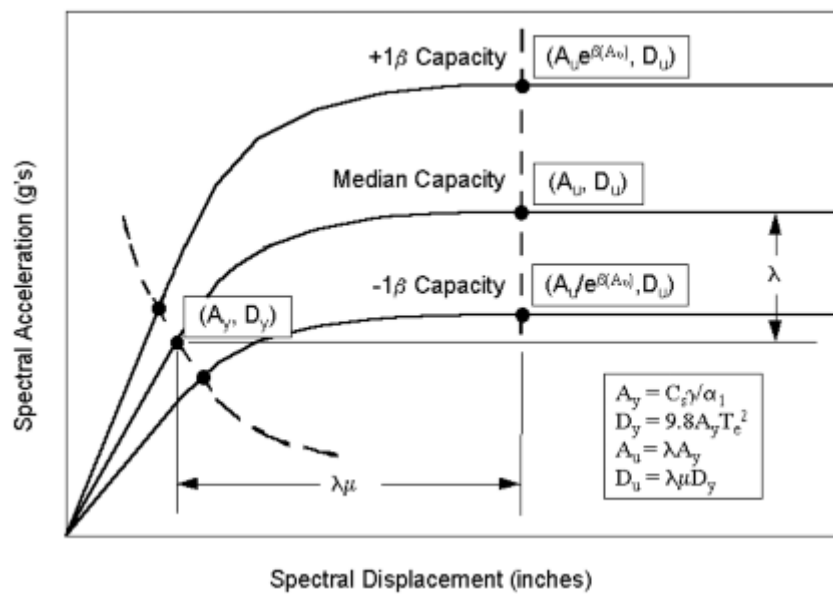
Anexo 18. Tabla 5.7b. de HAZUS Code Building Capacity Curves - Moderate-Code Design Level

Building Type	Yield Capacity Point		Ultimate Capacity Point	
	D _y (in.)	A _y (g)	D _u (in.)	A _u (g)
W1	0.24	0.200	4.32	0.600
W2	0.16	0.100	2.35	0.250
S1L	0.15	0.062	2.29	0.187
S1M	0.44	0.039	4.44	0.117
S1H	1.16	0.024	8.73	0.073
S2L	0.16	0.100	1.57	0.200
S2M	0.61	0.083	4.04	0.167
S2H	1.94	0.063	9.68	0.127
S3	0.16	0.100	1.57	0.200
S4L	0.10	0.080	1.08	0.180
S4M	0.27	0.067	2.05	0.150
S4H	0.87	0.051	4.90	0.114
S5L	0.12	0.100	1.20	0.200
S5M	0.34	0.083	2.27	0.167
S5H	1.09	0.063	5.45	0.127
C1L	0.10	0.062	1.47	0.187
C1M	0.29	0.052	2.88	0.156
C1H	0.50	0.024	3.77	0.073
C2L	0.12	0.100	1.50	0.250
C2M	0.26	0.083	2.16	0.208
C2H	0.74	0.063	4.59	0.159
C3L	0.12	0.100	1.35	0.225
C3M	0.26	0.083	1.95	0.188
C3H	0.74	0.063	4.13	0.143
PC1	0.18	0.150	1.80	0.300
PC2L	0.12	0.100	1.20	0.200
PC2M	0.26	0.083	1.73	0.167
PC2H	0.74	0.063	3.67	0.127
RM1L	0.16	0.133	1.60	0.267
RM1M	0.35	0.111	2.31	0.222
RM2L	0.16	0.133	1.60	0.267
RM2M	0.35	0.111	2.31	0.222
RM2H	0.98	0.085	4.90	0.169
URML	0.24	0.200	2.40	0.400
URMM	0.27	0.111	1.81	0.222
MH	0.18	0.150	2.16	0.300

Anexo 19. Tabla 5.7c de HAZUS Code Building Capacity Curves - Low-Code Design Level

Building Type	Yield Capacity Point		Ultimate Capacity Point	
	D_y (in.)	A_y (g)	D_u (in.)	A_u (g)
W1	0.24	0.200	4.32	0.600
W2	0.16	0.100	2.35	0.250
S1L	0.15	0.062	2.75	0.187
S1M	0.44	0.039	5.33	0.117
S1H	1.16	0.024	10.48	0.073
S2L	0.16	0.100	1.88	0.200
S2M	0.61	0.083	4.85	0.167
S2H	1.94	0.063	11.62	0.127
S3	0.16	0.100	1.88	0.200
S4L	0.10	0.080	1.30	0.180
S4M	0.27	0.067	2.46	0.150
S4H	0.87	0.051	5.88	0.114
S5L	0.12	0.100	1.20	0.200
S5M	0.34	0.083	2.27	0.167
S5H	1.09	0.063	5.45	0.127
C1L	0.10	0.062	1.76	0.187
C1M	0.29	0.052	3.46	0.156
C1H	0.50	0.024	4.52	0.073
C2L	0.12	0.100	1.80	0.250
C2M	0.26	0.083	2.60	0.208
C2H	0.74	0.063	5.51	0.159
C3L	0.12	0.100	1.35	0.225
C3M	0.26	0.083	1.95	0.188
C3H	0.74	0.063	4.13	0.143
PC1	0.18	0.150	2.16	0.300
PC2L	0.12	0.100	1.44	0.200
PC2M	0.26	0.083	2.08	0.167
PC2H	0.74	0.063	4.41	0.127
RM1L	0.16	0.133	1.92	0.267
RM1M	0.35	0.111	2.77	0.222
RM2L	0.16	0.133	1.92	0.267
RM2M	0.35	0.111	2.77	0.222
RM2H	0.98	0.085	5.88	0.169
URML	0.24	0.200	2.40	0.400
URMM	0.27	0.111	1.81	0.222
MH	0.18	0.150	2.16	0.300

Anexo 20. Tabla 5.7d de HAZUS Code Building Capacity Curves - Pre-Code Design Level



Anexo 21. Ejemplo de parámetros y construcción de una curva de Capacidad

10.6. Anexo F. Tablas de HAZUS para construir las curvas de Fragilidad.

Building Properties			Interstory Drift at				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State				Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.50	0.80	1.51	0.81	5.04	0.85	12.60	0.97
W2	288	216	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.86	0.81	2.59	0.88	8.64	0.90	21.60	0.83
S1L	288	216	0.0060	0.0120	0.0300	0.0800	1.30	0.80	2.59	0.76	6.48	0.69	17.28	0.72
S1M	720	540	0.0040	0.0080	0.0200	0.0533	2.16	0.65	4.32	0.66	10.80	0.67	28.80	0.74
S1H	1872	1123	0.0030	0.0060	0.0150	0.0400	3.37	0.64	6.74	0.64	16.85	0.65	44.93	0.67
S2L	288	216	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	1.08	0.81	2.16	0.89	6.48	0.94	17.28	0.83
S2M	720	540	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.80	0.67	3.60	0.67	10.80	0.68	28.80	0.79
S2H	1872	1123	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.81	0.63	5.62	0.63	16.85	0.64	44.93	0.71
S3	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.81	1.08	0.82	3.24	0.91	9.45	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.86	0.89	1.73	0.89	5.18	0.98	15.12	0.87
S4M	720	540	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.44	0.77	2.88	0.72	8.64	0.70	25.20	0.89
S4H	1872	1123	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	2.25	0.64	4.49	0.66	13.48	0.69	39.31	0.77
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81
C1M	600	450	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81
C1H	1440	864	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78
C2L	240	180	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92
C2M	600	450	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77
C2H	1440	864	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.75
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.76	1.08	0.86	3.24	0.88	9.45	0.99
PC2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.88	4.32	0.98	12.60	0.94
PC2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.77	2.40	0.81	7.20	0.70	21.00	0.82
PC2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.64	3.46	0.66	10.37	0.68	30.24	0.81
RM1L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.86	4.32	0.92	12.60	1.01
RM1M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.81	7.20	0.76	21.00	0.75
RM2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.80	1.44	0.81	4.32	0.91	12.60	0.98
RM2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.79	7.20	0.70	21.00	0.73
RM2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.66	3.46	0.65	10.37	0.66	30.24	0.72
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Anexo 22. Tabla 5.9a de HAZUS Structural Fragility Curve Parameters - High-Code Seismic Design Level

Building Properties Type	Height (inches)		Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
							Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.84	1.25	0.86	3.86	0.89	9.45	1.04
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.89	2.14	0.95	6.62	0.95	16.20	0.92
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600	1.30	0.80	2.24	0.75	5.08	0.74	12.96	0.88
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.65	3.74	0.68	8.46	0.69	21.60	0.87
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300	3.37	0.64	5.83	0.64	13.21	0.71	33.70	0.83
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	1.08	0.93	1.87	0.92	5.04	0.93	12.96	0.93
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.80	0.70	3.12	0.69	8.40	0.69	21.60	0.89
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.81	0.66	4.87	0.64	13.10	0.69	33.70	0.80
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.88	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	0.89
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.86	0.96	1.50	1.00	4.04	1.03	11.34	0.92
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.44	0.75	2.50	0.72	6.73	0.72	18.90	0.94
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262	2.25	0.66	3.90	0.67	10.50	0.70	29.48	0.90
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.89
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.50	0.70	2.60	0.70	7.00	0.70	18.00	0.89
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.16	0.66	3.74	0.66	10.08	0.76	25.92	0.91
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600	0.72	0.91	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400	1.20	0.81	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300	1.73	0.66	3.64	0.68	10.00	0.70	25.92	0.87
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.89	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	1.04
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	1.00	3.37	1.03	9.45	0.88
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.82	2.08	0.79	5.61	0.75	15.75	0.93
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.68	3.00	0.69	8.08	0.77	22.68	0.89
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	0.99	3.37	1.05	9.45	0.94
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.82	5.61	0.80	15.75	0.89
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.91	1.25	0.96	3.37	1.02	9.45	0.93
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.80	5.61	0.75	15.75	0.88
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.67	3.00	0.69	8.08	0.70	22.68	0.86
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Anexo 23. Tabla 5.9b de HAZUS Structural Fragility Curve Parameters - Moderate-Code Seismic design Level

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.93	1.25	0.98	3.86	1.02	9.45	0.99
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.97	2.14	0.90	6.62	0.89	16.20	0.99
S1L	288	216	0.0060	0.0096	0.0203	0.0500	1.30	0.77	2.07	0.78	4.38	0.78	10.80	0.96
S1M	720	540	0.0040	0.0064	0.0135	0.0333	2.16	0.68	3.44	0.78	7.30	0.85	18.00	0.98
S1H	1872	1123	0.0030	0.0048	0.0101	0.0250	3.37	0.66	5.37	0.70	11.38	0.76	28.08	0.92
S2L	288	216	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500	1.08	0.96	1.73	0.89	4.32	0.86	10.80	0.98
S2M	720	540	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333	1.80	0.70	2.88	0.73	7.20	0.85	18.00	0.98
S2H	1872	1123	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250	2.81	0.66	4.49	0.67	11.23	0.74	28.08	0.92
S3	180	135	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.54	0.98	0.87	0.99	2.17	1.01	5.91	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.86	1.05	1.38	0.98	3.47	0.89	9.45	0.98
S4M	720	540	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.44	0.76	2.31	0.78	5.78	0.90	15.75	0.99
S4H	1872	1123	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	2.25	0.70	3.60	0.75	9.01	0.90	24.57	0.98
S5L	288	216	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350	0.65	1.11	1.30	1.04	3.24	0.99	7.56	0.95
S5M	720	540	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233	1.08	0.77	2.16	0.79	5.40	0.87	12.60	0.98
S5H	1872	1123	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175	1.68	0.70	3.37	0.73	8.42	0.89	19.66	0.97
C1L	240	180	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500	0.90	0.95	1.44	0.91	3.60	0.85	9.00	0.97
C1M	600	450	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333	1.50	0.70	2.40	0.74	6.00	0.86	15.00	0.98
C1H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250	2.16	0.70	3.46	0.81	8.64	0.89	21.60	0.98
C2L	240	180	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500	0.72	1.04	1.37	1.02	3.55	0.99	9.00	0.95
C2M	600	450	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333	1.20	0.82	2.29	0.81	5.92	0.81	15.00	0.99
C2H	1440	864	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250	1.73	0.68	3.30	0.73	8.53	0.84	21.60	0.95
C3L	240	180	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350	0.54	1.09	1.08	1.07	2.70	1.08	6.30	0.91
C3M	600	450	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233	0.90	0.85	1.80	0.83	4.50	0.79	10.50	0.98
C3H	1440	864	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175	1.30	0.71	2.59	0.74	6.48	0.90	15.12	0.97
PC1	180	135	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.54	1.00	0.87	1.05	2.17	1.12	5.91	0.89
PC2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.08	1.15	1.03	2.89	0.98	7.88	0.96
PC2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.81	1.92	0.79	4.81	0.84	13.12	0.99
PC2H	1440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.71	2.77	0.75	6.93	0.89	18.90	0.98
RM1L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.11	1.15	1.10	2.89	1.10	7.88	0.92
RM1M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.87	1.92	0.84	4.81	0.79	13.12	0.96
RM2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.05	1.15	1.07	2.89	1.09	7.88	0.91
RM2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.84	1.92	0.81	4.81	0.77	13.12	0.96
RM2H	1440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.69	2.77	0.72	6.93	0.87	18.90	0.96
URML	180	135	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350	0.41	0.99	0.81	1.05	2.03	1.10	4.73	1.08
URMM	420	315	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233	0.63	0.91	1.26	0.92	3.15	0.87	7.35	0.91
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Anexo 24. Tabla 5.9c de HAZUS Structural Fragility Curve Parameters - Low-Code Seismic Design Level

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0032	0.0079	0.0245	0.0600	0.40	1.01	1.00	1.05	3.09	1.07	7.56	1.06
W2	288	216	0.0032	0.0079	0.0245	0.0600	0.69	1.04	1.71	0.97	5.29	0.90	12.96	0.99
S1L	288	216	0.0048	0.0076	0.0162	0.0400	1.04	0.85	1.65	0.82	3.50	0.80	8.64	0.95
S1M	720	540	0.0032	0.0051	0.0108	0.0267	1.73	0.70	2.76	0.75	5.84	0.81	14.40	0.98
S1H	1872	1123	0.0024	0.0038	0.0081	0.0200	2.70	0.69	4.30	0.71	9.11	0.85	22.46	0.93
S2L	288	216	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400	0.86	1.01	1.38	0.96	3.46	0.88	8.64	0.98
S2M	720	540	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267	1.44	0.73	2.30	0.75	5.76	0.80	14.40	0.98
S2H	1872	1123	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200	2.25	0.70	3.59	0.70	8.99	0.84	22.46	0.91
S3	180	135	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.43	1.06	0.69	1.03	1.73	1.07	4.73	0.89
S4L	288	216	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.69	1.11	1.11	1.03	2.77	0.99	7.56	0.98
S4M	720	540	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	1.15	0.81	1.85	0.80	4.62	0.94	12.60	1.00
S4H	1872	1123	0.0016	0.0026	0.0064	0.0175	1.80	0.73	2.88	0.75	7.21	0.90	19.66	0.97
S5L	288	216	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280	0.52	1.20	1.04	1.11	2.59	1.08	6.05	0.95
S5M	720	540	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187	0.86	0.85	1.73	0.83	4.32	0.94	10.08	0.99
S5H	1872	1123	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140	1.35	0.72	2.70	0.75	6.74	0.92	15.72	0.96
C1L	240	180	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400	0.72	0.98	1.15	0.94	2.88	0.90	7.20	0.97
C1M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267	1.20	0.73	1.92	0.77	4.80	0.83	12.00	0.98
C1H	1440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200	1.73	0.71	2.76	0.80	6.91	0.94	17.28	1.01
C2L	240	180	0.0032	0.0061	0.0158	0.0400	0.58	1.11	1.10	1.09	2.84	1.07	7.20	0.93
C2M	600	450	0.0021	0.0041	0.0105	0.0267	0.96	0.86	1.83	0.83	4.74	0.80	12.00	0.98
C2H	1440	864	0.0016	0.0031	0.0079	0.0200	1.38	0.73	2.64	0.75	6.82	0.92	17.28	0.97
C3L	240	180	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280	0.43	1.19	0.86	1.15	2.16	1.15	5.04	0.92
C3M	600	450	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187	0.72	0.90	1.44	0.86	3.60	0.90	8.40	0.96
C3H	1440	864	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140	1.04	0.73	2.07	0.75	5.18	0.90	12.10	0.95
PC1	180	135	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.43	1.14	0.69	1.14	1.73	1.17	4.73	0.98
PC2L	240	180	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.58	1.14	0.92	1.10	2.31	1.10	6.30	0.93
PC2M	600	450	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	0.96	0.87	1.54	0.83	3.85	0.91	10.50	1.00
PC2H	1440	864	0.0016	0.0026	0.0064	0.0175	1.38	0.74	2.21	0.75	5.55	0.91	15.12	0.96
RM1L	240	180	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.58	1.20	0.92	1.17	2.31	1.17	6.30	0.94
RM1M	600	450	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	0.96	0.91	1.54	0.89	3.85	0.89	10.50	0.96
RM2L	240	180	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.58	1.14	0.92	1.10	2.31	1.15	6.30	0.92
RM2M	600	450	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	0.96	0.89	1.54	0.87	3.85	0.87	10.50	0.96
RM2H	1440	864	0.0016	0.0026	0.0064	0.0175	1.38	0.75	2.21	0.75	5.55	0.84	15.12	0.94
URML	180	135	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280	0.32	1.15	0.65	1.19	1.62	1.20	3.78	1.18
URMM	420	315	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187	0.50	0.99	1.01	0.97	2.52	0.90	5.88	0.88
MH	120	120	0.0032	0.0064	0.0192	0.0560	0.38	1.11	0.77	1.10	2.30	0.95	6.72	0.97

Anexo 25. Tabla 5.9a de HAZUS Structural Fragility Curve Parameters - Pre-Code Seismic design Level

10.7. Anexos G. Valores de Respuesta Espectral en Sitio para dos terremotos determinados.

Respuesta Espectral del Sitio en Roca y Superficie. Ley de Atenuación Campbell and Bozorgnia 1994 con el Terremoto en la Falla Tiscapa.										
Geounidad	Tipo de Suelo	PGA_Roca	Sa_0.3_Roca	Sa_1.0_Roca	Factor de Amp de PGA	Fac. de Amp de Sa_0.3	Fac. de Amp de Sa_1.0	PGA Suelo	Sa_0.3_Suelo	Sa_1.0_Suelo
1001	4	0.5462	0.7887	0.2093	1.2	1.1	1.8	0.6555	0.8675	0.3767
1002	4	0.5341	0.7709	0.2047	1.2	1.1	1.8	0.6409	0.8480	0.3685
1003	4	0.5189	0.7489	0.1990	1.2	1.2	2.0	0.6227	0.8987	0.3980
1004	4	0.5315	0.7673	0.2038	1.2	1.1	1.8	0.6378	0.8440	0.3668

Respuesta Espectral del Sitio en Roca y Superficie. Ley de Atenuación Ambraseys and Douglas 2003 con el Terremoto en la Falla Tiscapa.										
Geounidad	Tipo de Suelo	PGA_Roca	Sa_0.3_Roca	Sa_1.0_Roca	Factor de Amp de PGA	Fac. de Amp de Sa_0.3	Fac. de Amp de Sa_1.0	PGA Suelo	Sa_0.3_Suelo	Sa_1.0_Suelo
1001	4	0.3425	0.6543	0.2224	1.4	1.2	1.8	0.4795	0.7852	0.4004
1002	4	0.3392	0.6477	0.2197	1.4	1.2	1.8	0.4749	0.7772	0.3954
1003	4	0.3349	0.6391	0.2161	1.4	1.2	1.8	0.4689	0.7669	0.3890
1004	4	0.3385	0.6462	0.2191	1.4	1.2	1.8	0.4739	0.7755	0.3944

Respuesta Espectral del Sitio en Roca y Superficie. Ley de Atenuación Bommer et. al. 1996 con el Terremoto en la Falla Tiscapa.										
Geounidad	Tipo de Suelo	PGA_Roca	Sa_0.3_Roca	Sa_1.0_Roca	Factor de Amp de PGA	Fac. de Amp de Sa_0.3	Fac. de Amp de Sa_1.0	PGA Suelo	Sa_0.3_Suelo	Sa_1.0_Suelo
1001	4	0.6867	0.6895	0.3122	1.2	1.2	1.6	0.8240	0.8273	0.4996
1002	4	0.6828	0.6860	0.3103	1.2	1.2	1.6	0.8194	0.8232	0.4965
1003	4	0.6776	0.6813	0.3078	1.2	1.2	1.6	0.8131	0.8175	0.4924
1004	4	0.6820	0.6852	0.3099	1.2	1.2	1.6	0.8184	0.8223	0.4959

Anexo 26. Valores Espectrales del Sitio en Roca y Superficie para las tres leyes de atenuación utilizadas con fuentes sismogénicas en el Terremoto Tiscapa.

Respuesta Espectral del Sitio en Roca y Superficie. Ley de Atenuación Campbell and Bozorgnia 1994 con el Terremoto en la Falla Zogaib										
Geounidad	Tipo de Suelo	PGA_Roca	Sa_0.3_Roca	Sa_1.0_Roca	Factor de Amp de PGA	Fac. de Amp de Sa_0.3	Fac. de Amp de Sa_1.0	PGA Suelo	Sa_0.3_Suelo	Sa_1.0_Suelo
1001.000	4	1.164	1.685	0.443	1.0	1.0	1.5	1.164	1.685	0.665
1002.000	4	0.929	1.344	0.354	1.1	1.0	1.6	1.022	1.344	0.566
1003.000	4	0.840	1.215	0.320	1.1	1.0	1.6	0.924	1.215	0.512
1004.000	4	0.990	1.432	0.377	1.1	1.0	1.6	1.089	1.432	0.603

Respuesta Espectral del Sitio en Roca y Superficie. Ley de Atenuación Ambraseys and Douglas 2003 con el Terremoto en la Falla Zogaib										
Geounidad	Tipo de Suelo	PGA_Roca	Sa_0.3_Roca	Sa_1.0_Roca	Factor de Amp de PGA	Fac. de Amp de Sa_0.3	Fac. de Amp de Sa_1.0	PGA Suelo	Sa_0.3_Suelo	Sa_1.0_Suelo
1001	4	0.3969	0.7643	0.2690	1.4	1.1	1.8	0.5556	0.8407	0.4842
1002	4	0.3919	0.7543	0.2647	1.4	1.1	1.8	0.5487	0.8298	0.4765
1003	4	0.3877	0.7456	0.2610	1.4	1.2	1.8	0.5427	0.8948	0.4698
1004	4	0.3938	0.7582	0.2664	1.4	1.1	1.8	0.5514	0.8340	0.4794

Respuesta Espectral del Sitio en Roca y Superficie. Ley de Atenuación Bommer et. al. 1996 con el Terremoto en la Falla Zogaib										
Geounidad	Tipo de Suelo	PGA_Roca	Sa_0.3_Roca	Sa_1.0_Roca	Factor de Amp de PGA	Fac. de Amp de Sa_0.3	Fac. de Amp de Sa_1.0	PGA Suelo	Sa_0.3_Suelo	Sa_1.0_Suelo
1001	4	0.7183	0.7177	0.3278	1.2	1.2	1.6	0.8620	0.8613	0.5245
1002	4	0.7178	0.7173	0.3276	1.2	1.2	1.6	0.8614	0.8608	0.5241
1003	4	0.7171	0.7166	0.3272	1.2	1.2	1.6	0.8605	0.8600	0.5235
1004	4	0.7181	0.7175	0.3277	1.2	1.2	1.6	0.8617	0.8610	0.5243

Anexo 27. Valores Espectrales del Sitio en Roca y Superficie para las tres leyes de atenuación utilizadas con fuentes sismogénicas en el Terremoto Zogaib.

10.8. Anexo H. Leyes de atenuación propuestas en la base de datos de S.E.L.E.N.A.

Autor año	Parámetro de respuesta de suelo		
	Valor esperado mv	mv + σ	mv - σ
D.M. Boore; W.B Joyner; T.E. Fumal	*	*	*
Ambraseys	*	*	*
Toro	*	*	*
Campbell and Bozorgnia.	*	*	*
Campbell and Bozorgnia.	*	*	*
Abrahamson and Silva	*	*	*
Sabetta and Pugliese	*	*	*
Ambraseys	*	*	*
Akkar and Bommer	*	*	*
Sadigh	*	*	*
Zbey	*	*	*
Spudich	*	*	*
Bommer	*	*	*
Atkinson and Boore	*	*	*
Zonno and Montaldo	*	*	*
Schwarz, Ende and Schwarz	*	*	*
Ambraseys and Douglas, Douglas.	*	*	*
Chapman	*	*	*
Crouse and McGuirecite Crouse	*	*	*
Gulkan and Kalkan	*	*	*
Lussou	*	*	*
Dahle	*	*	*
Bommer	*	*	*
Marmureanu	*	*	*
Marmureanu	*	*	*

Anexo 28. Parámetros de respuesta de suelo utilizados por los autores para las diferentes leyes de atenuación existente en la base de datos de la herramienta.

Autor(es) (año)	Index		
	Mean value mv	mv + σ	mv - σ
D.M. Boore; W.B Joyner; T.E. Fumal	01	02	03
Ambraseys	04	05	06
Toro	07	08	09
Campbell and Bozorgnia.	10	11	12
Campbell and Bozorgnia.	13	14	15
Abrahamson and Silva	16	17	18
Sabetta and Pugliese	19	20	21
Ambraseys	22	23	24
Akkar and Bommer	25	26	27
Sadigh	28	29	30
Zbey	31	32	33
Spudich	34	35	36
Bommer	37	38	39
Atkinson and Boore	40	41	42
Zonno and Montaldo	43	44	45
Schwarz, Ende and Schwarz	46	47	48
Ambraseys and Douglas, Douglas.	49	50	51
Chapman	52	53	54
Crouse and McGuirecite Crouse	55	56	57
Gulkan and Kalkan	58	59	60
Lussou	61	62	63
Dahle	64	65	66
Bommer	67	68	69
Marmureanu	77	78	79
Marmureanu	80	81	82

Anexo 29. Leyes Empíricas de atenuación existentes en la base de datos de S.E.L.E.N.A. (Molina, 2009)

10.9. Anexos I. Fotos de las Edificaciones en el área de estudio.



Anexo 30. Edificios mas representativos del recinto universitario.



Anexo 31. Edificios adaptados a funciones que demandan mayor índice de seguridad que en de la infraestructura inicia.



Anexo 32. Fallas en las edificaciones que muestran las Vulnerabilidad en elementos estructurales donde pueden fallar por causas sísmicas.



Anexo 33. Mala colocación de Aires acondicionados en una gran parte de los edificios.



Anexo 34. Evidencias del levantamiento de campo e inspeccion del estado actual de las edificaciones