

**GENERACION DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA
EDIFICACIONES DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA DE BAJA
ALTURA UTILIZANDO TÉCNICAS DE SIMULACION**

**GENERACION DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICACIONES DE
MAMPOSTERIA NO REFORZADA DE BAJA ALTURA UTILIZANDO TÉCNICAS DE
SIMULACION**

**IVAN DARIO GOMEZ ARAUJO
EDER JAVIER RODRIGUEZ BULA**

**Proyecto de Grado para optar al titulo de
Ingeniero Civil**

**ESPERANZA MALDONADO RONDON
Ingeniera civil Ph.D Ms.C**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2006

NOTA DE ACEPTACIÓN

Comentarios:

Presidente del Jurado

Evaluador 1

Evaluador 2

Bucaramanga, Febrero de 2005.

TÍTULO: GENERACION DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA DE BAJA ALTURA UTILIZANDO TECNICAS DE SIMULACION *

AUTORES: IVAN DARIO GOMEZ ARAUJO
EDER JAVIER RODRIGUEZ BULA**

PALABRAS CLAVE: Amenaza sísmica, Índice de Vulnerabilidad, Funciones, Daño, Abrams, Simulación, SIG

RESUMEN: La amenaza de la naturaleza y diversas representaciones como lo pueden ser deslizamientos de tierra, Sismos entre otros, ocasionan desastres de singular destrucción aquejando de muchas formas las poblaciones y centros urbanos, dejando grandes pérdidas materiales y humanas. Prever los daños que pueda generar un evento sísmico puede reducir mucho los costos necesarios para la reparación e incluso salvar vidas. El procedimiento realizado consiste en ocho etapas: Etapa 1: Estudio Preliminar, Etapa 2: Recolección de información, Etapa 3: Evaluación amenaza sísmica, Etapa 4: Metodología para evaluación del índice de Vulnerabilidad, Etapa 5: Metodología para evaluación del índice de daño, Etapa 6: Funciones de vulnerabilidad, Etapa 7: Aplicación de Funciones de Vulnerabilidad.

Para evaluar la amenaza sísmica se realizó utilizando dos modelos de edificaciones, uno de eje cortante que indica flexibilidad despreciable del diafragma considerando rígidos nudos y pisos, y un modelo de panel con deformabilidad del diafragma. Para el cálculo de funciones de vulnerabilidad se realizaron basadas en el método de índice de vulnerabilidad (Benedetti et al 1988) que se basa en caracterizar las deficiencias sísmicas potenciales de una edificación, atribuyéndole a cada componente significativo de la edificación un valor numérico y que se pondera en función de su importancia. Para el cálculo del daño se realizó por medio del modelo de Abrams, un modelo muy sencillo y práctico que además es muy confiable.

Para una mejor visualización de lo que se desea mostrar, se realizó una aplicación de las Funciones de Vulnerabilidad generadas, utilizando una pequeña muestra, y partiendo de ella se creó un mapa de riesgo sísmico que permita mostrar los posibles escenarios de daños en la zona de estudio e identificar las distintas escalas de riesgo sísmico que se presenten en las edificaciones bajo estudio.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ciencias Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Esperanza Maldonado

TITLE: GENERATION OF FUNCTIONS OF VULNERABILITY FOR CONSTRUCTIONS OF NOT REINFORCED MASONRY OF LOW HEIGHT USING TECHNICAL OF SIMULATION*

AUTHORS: IVAN DARIO GOMEZ ARAUJO
EDER JAVIER RODRIGUEZ BULA**

KEY WORDS: Hazard seismic, Index of Vulnerability, Damage, Abrams, Simulation, GIS

ABSTRACT: The hazard of the nature and diverse representations like they can be it earth slips, Earthquakes among other, cause disasters of singular destruction suffering in many ways the populations and urban centers, leaving big material and human losses. To foresee the damages that it can generate a seismic event can reduce the necessary costs a lot for the repair and even to save lives. The carried out procedure consists on eight stages: Stage 1: study Preliminary, Stage 2: Gathering information, Stage 3: Evaluation hazard seismic, Stage 4: Methodology for evaluation the index Vulnerability, Stage 5: Methodology for evaluation of index damage, Stage 6: Vulnerability functions, Stage 7: Application of Functions of Vulnerability.

To evaluate the seismic hazard this was calculated using two models of constructions, one of sharp axis that indicates worthless flexibility of the diaphragm considering rigid knots and floors, and a panel model with flexibility of the diaphragm. For the calculation of vulnerability functions they were carried out based on the method of vulnerability index (Benedetti et al 1988) that is based in characterizing the deficiencies seismic potentials of a construction, attributing to each significant component of the construction a numeric value and that it is pondered in function of their importance. For the calculation of the damage this was carried out by means of the pattern of Abrams, a very simple and practical model that is also very reliable.

For a better visualization of what is wanted to show, was carried out an application of the generated Functions of Vulnerability, using a small specimen, and leaving of her was carried out map of seismic risk that allows to show the possible scenarios of damages in the study area and to identify the different scales of seismic risk that are presented in the constructions under study.

* Undergraduate thesis

**Physic-Mechanic Sciences Faculty, Department of Civil Engineering, Esperanza Maldonado.

*Dedico la realización de este proyecto
a mis padres y hermanas*

Iván Gómez

Dedico este trabajo a mi familia, en especial a mis padres y a mi hermano que siempre han estado ahí para apoyarme, también a mis amigos que de alguna forma han ayudado con la realización de esta tesis.

EJ

AGRADECIMIENTOS

Los autores demuestran sus más sinceros agradecimientos a la directora de este proyecto la profesora Esperanza Maldonado Rondón, por su colaboración incondicional y al gran interés que demostró en la realización de este proyecto.

Al Ingeniero Leonardo Cortéz, por su colaboración en el préstamo de material bibliográfico que resulto de mucha utilidad para el desarrollo de este proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 OBJETIVOS	3
CAPITULO 2	4
2.0 MARCO TEORICO Y ESTADO DEL ARTE EN EL ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO	4
2.1 CONCEPTOS GENERALES.....	4
2.2 PELIGROSIDAD SISMICA.....	5
2.2.1 Aspectos Generales.....	5
2.2.2 Evaluación de la Peligrosidad Sísmica.....	8
2.2.3 Sismicidad Histórica de Colombia.....	11
2.2.4 Microzonificación de Bucaramanga.....	13
2.3 SISMORESISTENCIA.....	22
2.3.1 Respuesta de la Estructura	22
2.3.2 Problemas de Configuración Geométrica.....	22
2.3.2.1 Problemas de Configuración en Planta	24
2.3.2.2 Problemas de configuración en altura	25
2.3.3 Configuración Estructural	26
2.3.4 Fuerzas y Aceleraciones	30
2.3.5 Fuerzas en el Plano y Fuera del Plano de Acción.....	31
2.3.6 Concepto de Cortante Basal	32
2.3.7 Sistemas Estructurales.....	35
2.3.8 Elementos no Estructurales	36
2.4 VULNERABILIDAD SISMICA.....	37
2.4.1 Aspectos Generales	37
2.4.2 Clases de vulnerabilidad	40
2.4.2.1 Vulnerabilidad estructural	40
2.4.2.2 Vulnerabilidad no estructural	41
2.4.2.3 Vulnerabilidad funcional	41
2.5 DAÑO SISMICO.....	41
2.5.1 Conceptos Generales.....	41
2.5.1.1 Elementos Propensos al Daño	42
2.5.2 Estados Discretos de Daño.....	43
2.5.2.1 Clasificación de acuerdo al daño observado	43
2.5.2.2 Clasificación de acuerdo a la Reparación de la Estructura.....	44
2.5.2.3 Clasificación Combinada	44
2.5.3 Indicadores de Daño	45
2.5.3.1 Índices de daño global.....	46

2.5.3.1.1 Índices Globales Basados en Promedios Ponderados	47
2.5.3.1.2 Índices Globales Basados en los Parámetros Modales	48
2.5.3.1.3 Índices Basados en la Capacidad	49
2.5.3.1.4 Índices de Ablandamiento	50
2.6 CLASIFICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD	52
2.6.1 En Función del Tipo de Resultado	52
2.6.1.1 Técnicas Directas	53
2.6.1.1.1 Técnicas tipológicas o estadísticas	53
2.6.1.1.2 Métodos Mecánicos	53
2.6.1.2 Técnicas Indirectas	54
2.6.1.3 Técnicas Convencionales	55
2.6.1.4 Técnicas Híbridas	55
2.6.2 En Función de la Fuente de Información	56
2.6.2.1 Métodos Empíricos	56
2.6.2.1.1 Métodos de Categorización o Caracterización	56
2.6.2.1.2 Métodos de inspección y puntaje	57
2.6.2.2 Métodos Analíticos o Teóricos	57
2.6.2.3 Métodos Experimentales	57
2.7 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO	59
2.7.1 Métodos de Generación	59
2.7.1.1 Métodos Basados en Observaciones de Campo	60
2.7.1.2 Métodos Experimentales	61
2.7.1.3 Métodos a Partir de la Opinión de Expertos	62
2.7.1.4 Métodos Analíticos	62
2.7.2 Matrices de Probabilidad de Daño	63
2.7.3 Funciones de Vulnerabilidad	64
2.7.3.1 Funciones de Vulnerabilidad Observada	66
2.7.3.2 Funciones de Vulnerabilidad Calculada	69
2.8 RIESGO	75
2.9 MITIGACION DEL RIESGO SISMICO	76
CAPITULO 3	79
3. METODOLOGIAS DE EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES EXISTENTES	79
3.1 INTRODUCCION	79
3.2 MÉTODO NSR-98 (AIS, 1998)	80
3.3 MÉTODO NAVFAC	82
3.5 MÉTODO VENEZOLANO	90
3.6 MÉTODO FEMA-178	97
NEHRP FEMA 178/JUNIO 1992 - EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES	97
3.7 MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	103
3.8 METODOLOGÍA PROPUESTA POR HURTADO Y CARDONA	103

3.9 METODOLOGÍA AIS.....	106
3.10 MÉTODO APLICADO EN LA CIUDAD DE CATANIA.....	108
3.11 MÉTODO FEMA 154	109
NEHRP FEMA154/MARZO 2002 SEGUNDA EDICIÓN EXAMINACIÓN VISUAL RÁPIDA DE EDIFICACIONES CON POTENCIAL RIESGO SÍSMICO.	109
3.12 MÉTODO DE LA ESCALA MACROSÍSMICA EUROPEA (EMS).....	113
CAPITULO 4	120
4.0 METODOLOGIA DESARROLLADA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES Y SUS MODIFICACIONES. ...	120
4.1 METODO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD	120
4.1.1 Generalidades.....	120
4.1.2 Adaptación del Modelo.....	122
4.1.3 Formulario del el Índice de Vulnerabilidad para Edificaciones de Mampostería	123
CAPITULO 5	138
5. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA	138
5.1 INTRODUCCION	138
5.2 MATERIALES DE LA MAMPOSTERÍA	140
5.2.1 Unidades de Mampostería	140
5.2.1.1 Propiedades de las Unidades.....	141
5.2.1.1.1 Resistencia a la Compresión.....	141
5.2.1.1.2 Resistencia a la Tracción	142
5.2.1.1.3 Contenido de Humedad y Absorción.....	143
5.2.1.1.4 Tipo y Geometría	143
5.2.2 Mortero.....	143
5.2.2.1 Propiedades del Mortero	145
5.3 RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA	145
5.3.1 Relación Esfuerzo Deformación	147
5.4 MODOS DE FALLO.....	147
5.4.1 Fallo Fricción – Cortante	148
5.4.2 Fallo por Tensión Diagonal	148
5.4.3 Fallo a Compresión	149
5.5 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A CORTANTE.....	150
5.6 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A FLEXO COMPRESION Y CORTANTE	153
5.7 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.....	155
5.7.1 Fallo por Cortante.....	155
5.7.2 Fallo por Flexión.....	157
5.8 MODELOS TEORICOS DEL COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA.....	158
5.9 EVALUACION DE RESISTENCIA A CARGAS LATERALES, MODELO DE ABRAMS PARA MAMPOSTERIA NO REFORZADA.....	160

5.9.1 Consideraciones Generales	160
5.9.2 Capacidad de Resistencia Lateral por Flexo-Compresión	162
5.9.3 Capacidad de Resistencia Lateral por Corte	164
5.10 INDICES DE DAÑO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA..	169
CAPITULO 6	172
6.0 SIMULACION DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA.....	172
6.1 INTRODUCCION	172
6.2 PARAMETROS DE LOS MODELOS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA PARA LA SIMULACION.....	173
6.3 SIMULACIÓN DE LOS EDIFICIOS HIPOTÉTICOS Y EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD (IV).....	180
6.4 DEFINICIÓN DEL NIVEL DE ACCIÓN SÍSMICA A APLICARSE	193
6.4.1 Modelo de las Edificaciones.....	193
6.4.2 Espectro de Respuesta de la Norma Sismo Resistente Colombiana.....	197
6.4.3 Evaluación de la Acción Sísmica.	201
6.4.3.1 Fuerza sísmica horizontal equivalente.....	202
6.5 EVALUACION DE INDICES GLOBALES DE DAÑO MEDIANTE EL PROGRAMA (PDAÑO).....	208
6.5.1 Definición de Parámetros para el modelo de daño	209
6.5.2 Cálculo del Índice de Daño Global	218
6.6 ESTABLECIMIENTO DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	222
6.7 MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO.....	230
CAPITULO 7	242
7.0 GENERACION DE LOS ESCENARIOS DE DAÑO.	242
7.1 INTRODUCCIÓN	242
7.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN	243
7.2.1 Zona de estudio	243
7.2.2 Procedimiento utilizado	244
7.2.3 Resultados obtenidos.....	244
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	256
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	265
APENDICE A	269
A. METODO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA	269
A.1 FORMULARIO DE PRIMER NIVEL: LEVANTAMIENTO DEL INDICE DE DAÑO	269
A.2 FORMULARIO DE SEGUNDO NIVEL: LEVANTAMIENTO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD	274
A.2.1 Cálculos requeridos por los parámetros de naturaleza cuantitativa.....	281

APENDICE B	284
B. METODOLOGÍA AIS	284
APENDICE C	305
C. METODO JAPONES	305
APENDICE D	315
D. NEHRP FEMA 178/JUNIO 1992 - EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES	315
D.1 INSTRUCCIONES DE EVALUACION PARA EDIFICACIONES TIPO 15.....	315
MUROS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA	315

LISTA DE TABLAS

CAPITULO 2

TABLA 2.1 PARÁMETROS DE CONTROL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO PROPUESTOS PARA EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.	21
TABLA 2.2 EJEMPLO DE UNA MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO. TIPOLOGÍA: EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO	63
TABLA 2.3 FORMA GENERAL DE LA MPD PROPUESTA EN LA ATC -13.....	64
TABLA 2.5 CORRELACIONES DE DAÑO Y Aa SEGÚN LA VULNERABILIDAD.....	67
TABLA 2.6 COEFICIENTES DE REGRESIÓN PARA LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE ANGELETTI.....	68
TABLA 2.7 VALORES DE LOS COEFICIENTES DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA LAS EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.	73
TABLA 2.8 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA PARA UNA INTENSIDAD DE VII EN LA ESCALA MSK.	74
TABLA 2.9 MEDIDAS DE MITIGACIÓN ACTIVA Y PASIVA.....	78

CAPITULO 3

TABLA 3.1 AMORTIGUAMIENTOS LINEAL ELÁSTICO Y POST-FLUENCIA.	83
TABLA 3.2 FACTORES DE DUCTILIDAD	85
TABLA 3.3 COEFICIENTES DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.	93
TABLA 3.4 ÍNDICE DE DETERIORO T.	95
TABLA 3.5 ÍNDICE D PARA EL CÁLCULO DEL ÍNDICE SÍSMICO.....	96
TABLA 3.6 CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS EN FUNCIÓN DE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD. ..	105
TABLA 3.7 FORMULARIO DE VULNERABILIDAD MÉTODO DE LA AIS	107
TABLA 3.8 ESCALA DE VULNERABILIDAD DE LA EMS-98	114
TABLA 3.9 CLASIFICACIÓN DE DAÑO A EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EMS	115

CAPITULO 4

TABLA 4.1 CALIFICACIÓN Y PESO DE PONDERACIÓN DE ÍTEMS DE VULNERABILIDAD (MAMPOSTERÍA)	123
TABLA 4.2 FORMULARIO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	137

CAPITULO 5

TABLA 5.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA.	141
TABLA 5.4 CLASIFICACIÓN DE LOS MORTEROS, CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS, Y DOSIFICACIÓN EN PARTES POR VOLUMEN SEGÚN LA ASTM C270. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A 28 DÍAS DE CUBOS DE 50MM DE LADO ⁽¹⁾	145
TABLA 5.5 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	146

CAPITULO 6

TABLA 6.1 DATOS Y LÍMITES CONSIDERADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS 3, 6, 7 Y 8 DEL MÉTODO DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD. PARA MAMPOSTERÍA DE MATERIALES TRADICIONALES (TAPIA Y ADOBE) Y MAMPOSTERÍA LADRILLO Y BLOQUE.....	177
TABLA 6. 2 DATOS Y LÍMITES CONSIDERADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS 3, 6, 7 Y 8 DEL MÉTODO DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD. PARA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO Y BLOQUE.....	177
TABLA 6. 3 DATOS Y LÍMITES CONSIDERADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS 3, 6, 7 Y 8 DEL MÉTODO DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD. PARA MAMPOSTERÍA DE MATERIALES TRADICIONALES (TAPIA Y ADOBE).....	178
TABLA 6.4 VARIABLES ALEATORIAS	180
TABLA 6.5 CORRESPONDENCIA ENTRE ALEATORIO Y LA VARIABLE	180
TABLA 6.6 CRITERIO DE CLASIFICACIÓN DE PARÁMETROS 1, 4, 5, 9,10 SEGÚN EL ALEATORIO.	181
TABLA 6.7 VALORES DE LA SIMULACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL PARÁMETRO 3	187
TABLA 6.8 CRITERIO DE CALIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS 2 Y 11. PARA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO O BLOQUE.	191
TABLA 6.9 CRITERIO DE CALIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS 2 Y 11. PARA MAMPOSTERÍA TRADICIONAL DE TAPIA O ADOBE.....	191
TABLA 6.10 CALIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD EN EL EJEMPLO DE SIMULACIÓN.....	192
TABLA 6.11 NIVELES DE ACELERACIONES PICO EFECTIVA DEFINIDA PARA LA OBTENCIÓN DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	197
TABLA 6.12 PESO POR ÁREA DE TECHO UTILIZADO.....	203
TABLA 6.13 COEFICIENTES DE LAS FUNCIONES AJUSTADAS	230
TABLA 6.14 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.4$	240
TABLA 6.15 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.35$	240
TABLA 6.16 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.30$	240
TABLA 6.17 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.25$	240
TABLA 6.18 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.20$	240
TABLA 6.19 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.15$	241
TABLA 6.20 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $Aa=0.10$	241

TABLA 6.21 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $A_a=0.05$	241
TABLA 6.22 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA $A_a=0.01$	241

APENDICE A

TABLA A.1 ESCALA DE DAÑO GLOBAL POR SISMO (GNDDT, 1990).....	274
--	-----

APENDICE B

TABLA B.1 VALORES A_0 Y M_0 PARA ZONAS SÍSMICAS.....	285
--	-----

APENDICE C

TABLA C.1 VALORES DE LOS A_1, A_2, A_3	307
TABLA C.2 VALORES G_I Y R_I	310
TABLA C.3 DEFORMACIÓN PERMANENTE (T1).....	312
TABLA C.4 GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS DEBIDO A CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO (T2)	313
TABLA C.5 INCENDIOS (T3)	313
TABLA C.6 USO DEL CUERPO O BLOQUE (T4).....	313
TABLA C.7 TIPO DE DAÑO ESTRUCTURAL (T5).....	313
TABLA C.8 CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS CAUSADOS POR SISMOS	314

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO 2

FIGURA 2.1 TÉRMINOS COMUNES DE LOS FACTORES QUE AFECTAN LA INTENSIDAD DE UN SISMO (ATC).....	6
FIGURA 2.2 ESPECTROS DE DISEÑO PROPUESTOS PARA EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.	19
FIGURA 2.3 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO PROPUESTOS PARA EL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.	21
FIGURA 2.4 CONFIGURACIONES EN PLANTA (OPS).....	25
FIGURA 2.5 FORMAS IRREGULARES EN ALTURA (OPS).....	26
FIGURA 2.6 EFECTOS DE TORSIÓN (OPS).....	29
FIGURA 2.7 FUERZAS EN EL PLANO Y FUERA DEL PLANO A TRAVÉS DEL MURO (ATC)	32
FIGURA 2.8 DERIVA DE UNA EDIFICACIÓN SOMETIDA A FUERZAS LATERALES (ATC)	34
FIGURA 2.9 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS (ATC)	36

FIGURA 2.10 FUERZA – DEFORMACIÓN DE ANÁLISIS PUSHOVER.....	50
FIGURA 2.11 VARIACIÓN DEL PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA DURANTE UN SISMO. .	52
FIGURA 2.12 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN FUNCIÓN DE LA FUENTE DE INFORMACIÓN.	58
FIGURA 2.13 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD EN FUNCIÓN DEL TIPO DE RESULTADO.....	59
FIGURA 2.14 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD TEÓRICA PROPUESTAS POR CARTAPATI (AGUIAR)	66
FIGURA 2.15 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD QUE RELACIONA ÍNDICE DE VULNERABILIDAD, DAÑO Y ACELERACIÓN DEL TERRENO, PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CON PARÁMETROS ESTIMADOS EN LOS DATOS DE LAS COMUNIDADES DE VENZONE, TARENTO, SAN DANIELE E BARREA (DA GRIMAZ. 1997).....	67
FIGURA 2.16 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PROPUESTAS POR ANGELETTI.....	68
FIGURA 2.17 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD OBSERVADA PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA EN ESPAÑA PARA UN NIVEL DE INTENSIDAD DE VII EN LA ESCALA MSK (YEPEZ 1994). LAS LÍNEAS PUNTEADAS SON LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PROPUESTAS POR ANGELETTI 1988.	70
FIGURA 2.18 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD SIMULADA PARA LA INTENSIDAD VII, (CURVA GRUESA) FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD OBSERVADA (CURVA DELGADA). (YEPEZ 1996)	71
FIGURA 2.19 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PARA LAS EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA PARA LOS NIVELES DE INTENSIDAD MSK. LÍNEAS PUNTEADAS SON FUNCIONES DE VULNERABILIDAD PROPUESTAS POR ANGELETTI. (YEPEZ 1996)	72
FIGURA 2.20 COMPARACIÓN DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD OBTENIDAS A PARTIR DE LOS DATOS DE DAÑO OBSERVADO EN LOS TERREMOTOS DE ALMERIA Y MURCIA.	74

CAPITULO 3

FIGURA 3.1 FORMULARIO DEL MÉTODO FEMA 154	112
---	-----

CAPITULO 4

FIGURA 4.1 A) CORRECTA DISPOSICIÓN DE LAS PIEZAS B) INCORRECTA DISPOSICIÓN DE LAS PIEZAS	126
FIGURA 4.2 CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA	131
FIGURA 4.3 IRREGULARIDADES EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA NSR-98	132
FIGURA 4.4 TIPOLOGÍAS DE CUBIERTAS (YEPEZ 1996)	134

CAPITULO 5

FIGURA 5.1 CAUSAS DE MUERTE POR TERREMOTO ENTRE 1990 Y 1992 (YEPEZ 1996) ...	139
--	-----

FIGURA 5.2 RELACIÓN ESFUERZO DEFORMACIÓN PARA LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA, PANEL COMPLETO Y MORTERO (PAULAY Y PRIESTLEY, 1992).	142
FIGURA 5.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PANELES DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO CON UNIONES DE MORTERO PARA DIFERENTES DOSIFICACIONES. (YEPEZ 1996)	144
FIGURA 5.4 AGRIETAMIENTO ESCALONADO PRODUCIDO POR LA FALLA FRICCIÓN – CORTANTE	148
FIGURA 5.5 AGRIETAMIENTO POR TENSIÓN DIAGONAL	149
FIGURA 5.6 FALLO POR COMPRESIÓN	149
FIGURA 5.7 CURVA ENVOLVENTE DE ACUERDO A LA TEORÍA DE FALLO PROPUESTA POR MANN Y MULLER 1982.	152
FIGURA 5.8 COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN ENSAYOS DE PANELES DE MAMPOSTERÍA (YEPEZ 1996)	154
FIGURA 5.9 TIPO DE AGRIETAMIENTO FALLO POR CORTANTE. FISURAS A DE CORTANTE AL 62% DE LA CARGA MÁXIMA. FISURAS B DE CORTANTE AL ALCANZAR LA CARGA MÁXIMA.	156
FIGURA 5.10 CICLOS DE HISTÉRESIS FALLO POR CORTANTE (YEPEZ 1996).	156
FIGURA 5.11 TIPO DE AGRIETAMIENTO FALLO POR FLEXIÓN	157
FIGURA 5.12 CICLOS DE HISTÉRESIS FALLO POR CORTANTE (YEPEZ 1996).	158
FIGURA 5.13 LA RESULTANTE DE LOS MOMENTOS FLECTORES CON RESPECTO AL EJE CENTROIDAL SE PUEDE EXPRESAR DE LA SIGUIENTE MANERA.	161
FIGURA 5.14 ZONA EFECTIVA A CORTE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADO	164
FIGURA 5.15 EQUILIBRIO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA EN EL INSTANTE DE TRACCIÓN NULA.	165
FIGURA 5.16 DIAGRAMA DE FLUJO, MODELO ABRAMS, EVALUACIÓN DE RESISTENCIA LATERAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA	168

CAPITULO 6

FIGURA 6.1 ÁREA DE MUROS RESISTENTES EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD L_x	178
FIGURA 6.2 ÁREA DE MUROS RESISTENTES EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD L_y	179
FIGURA 6.3 ÁREA TOTAL DE MUROS RESISTENTES EN FUNCIÓN DEL ÁREA EN PLANTA $L_x \cdot L_y$	179
FIGURA 6.4 CRITERIO DE DIFERENCIACIÓN ENTRE MUROS DE MAMPOSTERÍA TRADICIONAL Y MUROS DE LADRILLO O BLOQUES.	182
FIGURA 6.5 COMPARACIÓN ENTRE LAS DEFLEXIONES LATERALES MEDIDAS EXPERIMENTALMENTE Y CALCULADAS MEDIANTE MODELOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA, ENSAYADAS A ESCALA NATURAL. H ES LA ALTURA MEDIA DE UN PISO (YEPEZ 1996)	194
FIGURA 6. 6 MODELOS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.	196
FIGURA 6. 7 ESPECTRO DE ACELERACIONES DE LA NORMATIVA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-98.	199
FIGURA 6. 8 ESPECTROS ELÁSTICOS DE RESPUESTA UTILIZADOS EN EL PROCESO DE SIMULACIÓN.	201
FIGURA 6. 9 DIAGRAMA DE FLUJO PARA CÁLCULO DE MASA EN EL NIVEL 1	204
FIGURA 6.10 DIAGRAMA DE FLUJO PARA CÁLCULO DE MASA EN EL NIVEL 2	206

FIGURA 6. 11 DIAGRAMA DE FLUJO PARA CÁLCULO DE MASA EN EL NIVEL 3.....	207
FIGURA 6. 12 DIAGRAMA DE FLUJO PARA CÁLCULO DE MASA EN EL NIVEL 4.....	207
FIGURA 6. 13 DIAGRAMA DE FLUJO PARA CÁLCULO DE LA ALTURA DE LOS NIVELES RESPECTIVOS.....	208
FIGURA 6.14 DISTRIBUCIÓN MODULAR ESTABLECIDA PARA LAS EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.....	210
FIGURA 6.15 CRITERIO DE DISTRIBUCIÓN MODULAR DE LAS EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA.	211
FIGURA 6. 16 ÁREAS INFLUYENTES DE MUROS INTERIORES Y EXTERIORES.....	214
FIGURA 6.17 DIAGRAMA DE FLUJO, CALCULO DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE EN LOS PISOS. N (NUMERO DE PISOS), P1 (CLASIFICACIÓN DEL PARÁMETRO 1 EN EL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD), Fv1, Fv2, Fv3, Fv4 (RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS MUROS EN EL PISO RESPECTIVO).....	217
FIGURA 6.18 DIAGRAMA DE FLUJO GENERAL DEL PROGRAMA PDAÑO.....	221
FIGURA 6. 19 HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS DE LOS ÍNDICES DE VULNERABILIDAD OBTENIDOS EN LA SIMULACIÓN.....	223
FIGURA 6. 20 FRECUENCIAS ACUMULADAS DE LOS ÍNDICES DE VULNERABILIDAD OBTENIDOS EN LA SIMULACIÓN.....	224
FIGURA 6. 21 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.4$	225
FIGURA 6. 22 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.35$	225
FIGURA 6. 23 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.3$	226
FIGURA 6. 24 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.25$	226
FIGURA 6. 25 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.2$	227
FIGURA 6. 26 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.15$	227
FIGURA 6. 27 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.1$	228
FIGURA 6. 28 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.05$	228
FIGURA 6. 29 FUNCIÓN DE VULNERABILIDAD CALCULADA PARA $Aa = 0.01$	229
FIGURA 6. 30 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD CALCULADAS.....	229

CAPITULO 7

FIGURA 7.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	243
FIGURA 7.2 HISTOGRAMA DE FRECUENCIA ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	245
FIGURA 7.3 MAPAS DE CLASIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS 1, 2, 3 Y 4 DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	246
FIGURA 7.4 MAPAS DE CLASIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS 5, 6,7 Y 8 DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	247
FIGURA 7.5 MAPAS DE CLASIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS 9, 10 Y 11 DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	248
FIGURA 7.6 MAPA DE VULNERABILIDAD DEL SECTOR ESTUDIADO.....	249
FIGURA 7.7 PARÁMETROS QUE CONSTITUYEN LA VULNERABILIDAD DE LA MUESTRA.....	250
FIGURA 7.8 ESCENARIOS DE DAÑO PARA LOS SISMOS DE $Aa= 0.4, 0.35$ Y 0.3	251
FIGURA 7.9 ESCENARIOS DE DAÑO PARA LOS SISMOS DE $Aa= 0.25, 0.2$ Y 0.15	252
FIGURA 7.10 ESCENARIOS DE DAÑO PARA LOS SISMOS DE $Aa= 0.1, 0.05$ Y 0.01	253

FIGURA 7.11 HISTOGRAMAS DE FRECUENCIAS DE DAÑO PARA DIFERENTES NIVELES DE ACCIÓN SÍSMICA.....	255
---	-----

APENDICE A

FIGURA A.1 TIPO DE AGRIETAMIENTOS CONSIDERADOS EN MUROS VERTICALES DE MAMPOSTERÍA.....	270
FIGURA A.2 TIPO DE AGRIETAMIENTO EN PANELES DE MAMPOSTERÍA EN ARCO.....	271
FIGURA A.3 CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA.....	278
FIGURA A.4 CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	279

APENDICE B

FIGURA B.1 VULNERABILIDAD BAJA: IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	284
FIGURA B.2 VULNERABILIDAD MEDIA: IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	284
FIGURA B.3 VULNERABILIDAD ALTA: IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	285
FIGURA B.4 VULNERABILIDAD BAJA: CANTIDAD DE MUROS.....	286
FIGURA B.5 VULNERABILIDAD MEDIA: CANTIDAD DE MUROS.....	286
FIGURA B.6 VULNERABILIDAD ALTA: CANTIDAD DE MUROS.....	287
FIGURA B.7 VULNERABILIDAD BAJA: IRREGULARIDAD EN ALTURA.....	287
FIGURA B.8 VULNERABILIDAD MEDIA: IRREGULARIDAD EN ALTURA.....	287
FIGURA B.9 VULNERABILIDAD ALTA: IRREGULARIDAD EN ALTURA.....	288
FIGURA B.10 VULNERABILIDAD BAJA: CALIDAD DE LAS JUNTAS.....	288
FIGURA B.11 VULNERABILIDAD MEDIA: CALIDAD DE LAS JUNTAS.....	289
FIGURA B.12 VULNERABILIDAD ALTA: CALIDAD DE LAS JUNTAS.....	289
FIGURA B.13 VULNERABILIDAD BAJA: UNIDADES DE MAMPOSTERÍA.....	290
FIGURA B.14 VULNERABILIDAD MEDIA: UNIDADES DE MAMPOSTERÍA.....	290
FIGURA B.15 VULNERABILIDAD ALTA: UNIDADES DE MAMPOSTERÍA.....	291
FIGURA B.16 VULNERABILIDAD BAJA: CALIDAD DE LOS MATERIALES.....	291
FIGURA B.17 VULNERABILIDAD MEDIA: CALIDAD DE LOS MATERIALES.....	292
FIGURA B.18 VULNERABILIDAD ALTA: CALIDAD DE LOS MATERIALES.....	292
FIGURA B.19 VULNERABILIDAD BAJA: TIPO DE MUROS.....	293
FIGURA B.20 VULNERABILIDAD MEDIA: TIPO DE MUROS.....	293
FIGURA B.21 VULNERABILIDAD ALTA: TIPO DE MUROS.....	293
FIGURA B.22 VULNERABILIDAD BAJA: COLUMNAS Y VIGAS DE CONFINAMIENTO.....	294
FIGURA B.23 VULNERABILIDAD MEDIA: COLUMNAS Y VIGAS DE CONFINAMIENTO.....	294
FIGURA B.24 VULNERABILIDAD ALTA: COLUMNAS Y VIGAS DE CONFINAMIENTO.....	295
FIGURA B.25 VULNERABILIDAD BAJA: VIGAS DE AMARRE O CORONA.....	295
FIGURA B.26 VULNERABILIDAD MEDIA: VIGAS DE AMARRE O CORONA.....	295
FIGURA B.27 VULNERABILIDAD ALTA: VIGAS DE AMARRE O CORONA.....	296
FIGURA B.28 VULNERABILIDAD BAJA: CARACTERÍSTICA DE LAS ABERTURAS.....	296
FIGURA B.29 VULNERABILIDAD MEDIA: CARACTERÍSTICA DE LAS ABERTURAS.....	297
FIGURA B.30 VULNERABILIDAD ALTA: CARACTERÍSTICA DE LAS ABERTURAS.....	297

FIGURA B.31 VULNERABILIDAD BAJA: ENTREPISO.	298
FIGURA B.32 VULNERABILIDAD MEDIA: ENTREPISO.	298
FIGURA B.33 VULNERABILIDAD ALTA: ENTREPISO.	299
FIGURA B.34 VULNERABILIDAD BAJA: AMARRE DE CUBIERTAS.	299
FIGURA B.35 VULNERABILIDAD MEDIA: AMARRE DE CUBIERTAS.	300
FIGURA B.36 VULNERABILIDAD ALTA: AMARRE DE CUBIERTAS.	300
FIGURA B.37 VULNERABILIDAD BAJA: CIMENTACIÓN.	301
FIGURA B.38 VULNERABILIDAD MEDIA: CIMENTACIÓN.	301
FIGURA B.39 VULNERABILIDAD ALTA: CIMENTACIÓN.	302
FIGURA B.40 VULNERABILIDAD BAJA: SUELOS.	302
FIGURA B.41 VULNERABILIDAD MEDIA: SUELOS.	303
FIGURA B.42 VULNERABILIDAD ALTA: SUELOS.	303
FIGURA B.43 VULNERABILIDAD BAJA: ENTORNO.	304
FIGURA B.44 VULNERABILIDAD MEDIA: ENTORNO.	304
FIGURA B.45 VULNERABILIDAD ALTA: ENTORNO.	304

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES

La amenaza de la naturaleza en sus diversas representaciones, Deslizamientos de tierra, Sismos, Erupciones, Inundaciones entre otros. Han ocasionado desastres de singular destrucción aquejando de una u otra forma a las poblaciones y centros urbanos, dejando como consecuencia grandes perdidas materiales y humanas.

Es por esto que existe en la actualidad una preocupación y necesidad de ofrecer seguridad a estos asentamientos poblacionales, ejercida primeramente por los profesionales y entes involucrados en la materia y especialmente promovida por nuestro sistema socioeconómico que traduce las pérdidas ocasionadas por la naturaleza en costos y dinero que deben ser destinados para la recuperación de las zonas afectadas.

Colombia esta localizado dentro de una de las zonas mas activas sísmicamente de la tierra, producto del emplazamiento tectónico complejo que tiene, pues en nuestro territorio convergen la placa de Nazca, la placa de Suramérica y la placa Caribe. La zona de Bucaramanga es también susceptible a los eventos sísmicos y es una de las de mayor actividad del país en donde confluyen sistemas de fallamientos geológico de importancia como los son: La falla Suárez, Bucaramanga-Santa Marta-Norte y Bucaramanga-Santa Marta-Sur, fallas que se encuentran activas y potencialmente activas, a estas fallas se le ha denominado el “Nido sísmico de Bucaramanga”

Ante la complejidad de los factores que inciden en la ocurrencia de los terremotos es casi imposible prever con exactitud estos eventos, debido a lo anterior las soluciones van dirigidas principalmente a mitigar y controlar los efectos que estos producen. Una forma de mitigar o amortiguar los efectos producidos por estos fenómenos, en el caso de las perdidas humanas, es brindándolo protección a la infraestructura de esta manera indirectamente se esta defendiendo la vida humana, no sobra decir que las

muerres presentes en estos fenómenos en su gran mayoría se encuentran asociados al mal funcionamiento de las construcciones.¹

El Área Metropolitana de Bucaramanga es susceptible a la ocurrencia de terremotos según los factores mencionados anteriormente, agudizando esta susceptibilidad en la zona, se agregan factores tales como falta de planificación urbana, elevación en el crecimiento demográfico, inmigración producto del desplazamiento por la violencia, lo cuales producen el desarrollo de zonas con edificaciones con un alto grado de vulnerabilidad sísmica. Esto hace necesario emprender investigaciones que evalúen el riesgo sísmico y contribuya a la reducción y mitigación del mismo. Por medio de un estudio que estime la vulnerabilidad sísmica de las estructuras a través modelos globales a escala urbana que sean rápidos y económicos

Es una realidad que lo referente a la vulnerabilidad de nuestras edificaciones no existe información suficiente y menos aun sobre daños provocados en sismos pasados para varios niveles de acción sísmica, que son los datos necesarios para estimar el posible comportamiento de las edificaciones de la zona, y así establecer el riesgo sísmico, debido a la falta de información existente, se plantea una metodología propuesta por F. Yépez Moya 1996, basada principalmente en la simulación por ordenador del comportamiento sísmico de las edificaciones de mampostería no reforzada ante diversos niveles de acción sísmica. Las edificaciones simuladas permitirán la construcción de funciones sintéticas de vulnerabilidad, aplicables a nuestra región, estas funciones se convertirán en una herramienta que permitirá evitar que futuros terremotos se conviertan en catástrofes impredecibles.

La estimación del riesgo sísmico de las edificaciones, contribuye con información para la elaboración de políticas de desarrollo y planeación urbana tales como:

¹ ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá Imprenta Nacional de Colombia, 1998.

- Modificación del grado de vulnerabilidad de elementos que no pueden ser relocalizados,
- Disminución de la densidad de zonas con elementos de alta vulnerabilidad,
- Relocalización de elementos de vital importancia y definición estratégica de áreas de emergencia.

Conocer el riesgo sísmico también sirve para la planeación de medidas pre-desastres y pos-desastres, como la preparación del personal médico, paramédico y grupos de emergencia, determinación anticipada de las necesidades de la población después del evento (alojamiento, alimentación, medicamentos y otros), etc.²

1.2 OBJETIVOS

Objetivo General:

El objetivo general de esta investigación es proponer una metodología para el cálculo del riesgo sísmico en edificaciones de mampostería de baja altura, para este caso edificaciones hasta 4 pisos de altura.

Objetivos específicos:

- Desarrollo de adaptación del modelo de índice de vulnerabilidad al contexto regional, que depende de las características de las edificaciones tipo de zona.
- Desarrollo una metodología para generar las funciones de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en mampostería de baja altura.
- Aplicación de las funciones generadas para la creación de mapas de riesgo sísmico variando las intensidades del sismo.

² REYES, Norwin, AISER, Loáisiga, SIRIAS, Sarria y MALTEZ, Julio. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES, Managua.

CAPITULO 2

MARCO TEORICO Y ESTADO DEL ARTE EN EL ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO

2.1 CONCEPTOS GENERALES

Con el objetivo de aclarar las posibles diferencias de los términos involucrados en la ingeniería sísmica, particularmente aquellos que intervienen en el riesgo sísmico, se impone la necesidad de una detallada interpretación de los diferentes términos.

Una tentativa de estandarización de los términos relacionados con el riesgo debido a fenómenos naturales, que ha sido aceptada a nivel mundial, es la propuesta hecha por un grupo de expertos de la UNDRO (Office of the United Nations Disaster Relief co-Ordinator) que se expresa, como una secuencia de términos interrelacionados de la siguiente forma:

- a) **Grado de pérdida:** Significa las consecuencias negativas que pueden producirse debido a la ocurrencia de un fenómeno natural. Estas consecuencias indeseables pueden ser, por ejemplo, las pérdidas de vidas o de personas heridas los daños materiales, la pérdida del funcionamiento del sistema productivo, etc. También a nivel estructural las consecuencias negativas pueden ser por ejemplo, la disminución de la rigidez o de la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales, entre otros.
- b) **Elementos en riesgo:** Son la población, edificios, obras publicas, actividades económicas, servicios públicos, utilidades, infraestructura, etc; susceptibles a ser afectados por un fenómeno natural en una área determinada.

- c) **Peligrosidad natural:** Significa la probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de un área dada, de un fenómeno natural potencialmente dañino.
- d) **Vulnerabilidad:** Significa el grado de pérdida de un elemento en riesgo o de un conjunto de tales elementos resultante de la ocurrencia de un fenómeno natural, de una magnitud dada; la vulnerabilidad se puede expresar en una escala desde 0 (sin daño) hasta 1 (colapso total) o en cualquier otra escala proporcional a ésta.
- e) **Riesgo específico:** Es la probabilidad esperada de pérdida debida a un fenómeno natural expresada como una función de la peligrosidad y de la vulnerabilidad.
- f) **Riesgo:** Es el grado esperado de pérdidas debidas a un fenómeno natural expresado como una función del riesgo específico y del valor de los elementos en riesgo.

Algunos de los conceptos para el caso del fenómeno sísmico se desarrollarán en los siguientes apartados debido a que se requiere un conocimiento de conceptos más específicos.³

2.2 PELIGROSIDAD SISMICA

2.2.1 Aspectos Generales.

El estudio de las ondas sísmicas, *sismología*, data de intentos realizados por los chinos, hace casi 2000 años, para determinar la dirección desde que se originaban dichas ondas. Cuando se produce una fractura de la roca en una zona de falla geológica, la energía liberada es radiada en todas direcciones. La fuente de movimiento o zona de liberación de energía no es generalmente, un punto sino una línea o un área comúnmente alargada en la dirección de la falla.

³ AGUIAR, Roberto, CANAS, José. Vulnerabilidad Sísmica de Edificios. Monografías de Ingeniería Sísmica, Monografía CIMNE IS-6, Editor A. H. Barbat, España 1994, Pág. 3-4

Los sismos que generalmente producen un mayor daño son los superficiales, es decir los producidos por los grupos de ondas que viajan sobre la parte externa de la tierra y se conoce como *ondas superficiales*. Otras ondas viajan a través del interior de la tierra y se denominan *ondas de cuerpo*. Las ondas de cuerpo se dividen a su vez en dos tipos, *ondas primarias o P* y *ondas secundarias o S*. Las ondas P son ondas que empujan (comprimen) y tiran (expanden) de las rocas en la dirección de la propagación de la onda, mientras que las ondas S “sacuden” las partículas en ángulos rectos con respecto a la dirección en la que viajan. También existen las *ondas Rayleigh* que se forman en la superficie por interacción entre las ondas P y las ondas S verticales; de igual forma existen también las denominadas *ondas Love* que son el resultado de la interacción de las ondas S horizontales con las capas superficiales de terreno, estas ondas no tienen componente vertical.

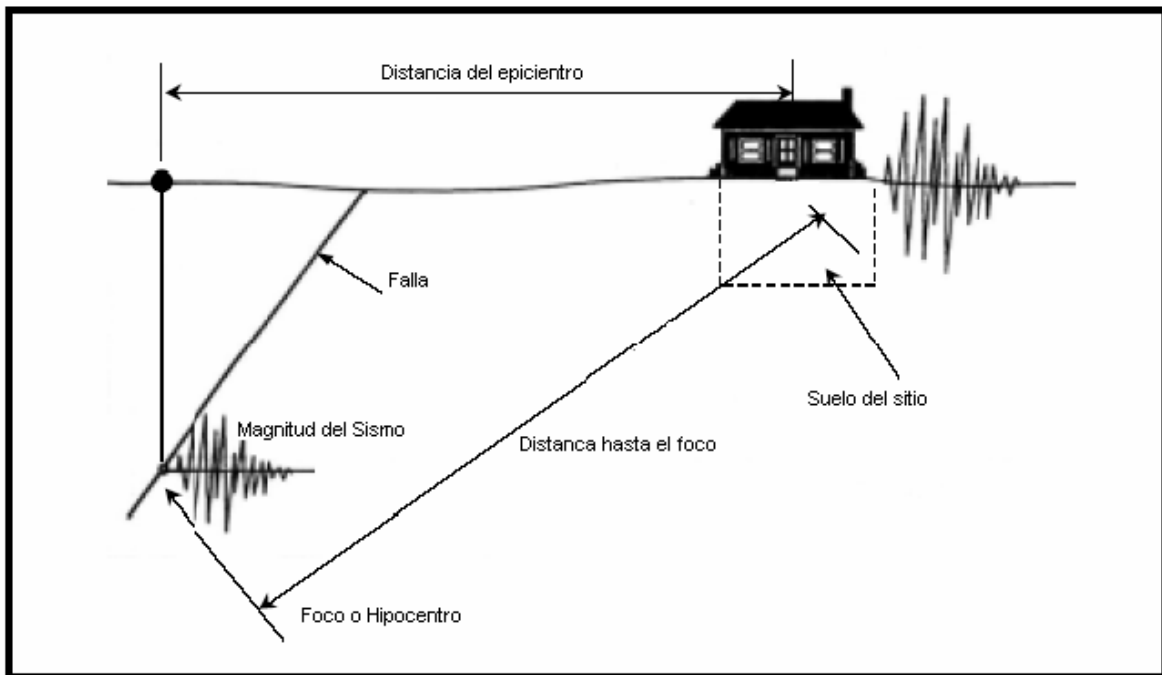


Figura 2.1 Términos comunes de los factores que afectan la intensidad de un sismo (ATC)

El lugar del interior de la tierra donde se originan los sismos se llama *foco*. El área de superficie inmediatamente encima del área de liberación de energía se le llama

epicentro, como se puede apreciar en la Figura 2.1. La gran mayoría de los grandes deslizamientos y agrietamientos del suelo de gran magnitud corresponden al área epicentral y va disminuyendo a medida que el punto se aleja de dicha área y la intensidad del sismo disminuye, observando de esta forma que se necesitan definir dos parámetros muy importantes para designar el tamaño y la fuerza del sismo, como son la magnitud y la intensidad.

En la actualidad, los terremotos se clasifican de acuerdo con su magnitud. La *magnitud* puede definirse como una medida cuantitativa e instrumental del tamaño del evento, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de la ruptura en la falla. La magnitud es una constante única que se asigna a un sismo dado y es independiente del sitio de observación. En la actualidad, se utiliza en todo el mundo para medir la magnitud la muy conocida escala de Richter; la cual expresa la magnitud como el logaritmo en base 10 de la máxima amplitud de la onda sísmica, expresada en milésimas de milímetros (micrones), registrada en un sismómetro estándar a una distancia de 100 km. del epicentro del evento.

Definiendo *Intensidad*, tenemos que es un concepto que se aplica a la identificación del grado de destrucción o efectos locales de un terremoto. La intensidad, es una medida relativa de la fuerza sísmica en un punto determinado, depende de la magnitud del sismo, la profundidad de la zona de liberación de energía, de las características físicas locales del sitio y la distancia del sitio al área epicentral.

Hasta hace un siglo, el tamaño y la intensidad de un terremoto se describían de manera subjetiva, lo que hacía difícil una clasificación precisa de la intensidad de los mismos. Luego en 1902, Giuseppe Mercalli desarrolló una escala de intensidad bastante fiable basada en los daños producidos en los diferentes tipos de estructuras. La escala de intensidad de Mercalli evalúa el daño producido por un terremoto en una localización específica⁴.

Teniendo definidos los parámetros de magnitud e intensidad los cuales son los más importantes en cuanto al análisis de un terremoto, vale la pena mencionar que existen otros parámetros que se utilizan con frecuencia en el análisis sísmico, tales

⁴ TARBUCK, Edward J. Y OTRO. Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física. Editorial PRENTICE HALL, Madrid, 1999.

como Velocidad pico, deslizamiento pico, periodo predominante de vibración, longitud de onda y espectro de respuesta⁵.

Para el análisis de la susceptibilidad sísmica se deben tener en cuenta factores tan importantes tales como: subsidencia sísmica, fragilidad, licuabilidad (criterio geológico, criterio composicional y criterio de estado), dilatación, ampliación por efecto topográfico y comportamiento de rellenos en caso de sismo. Estos factores son muy importantes, pero no se entra en detalles porque no es el caso de este estudio, pero para mayor información sobre el tema en la referencia (41) se explica de forma detallada.

En Japón, Estados Unidos, China y Rusia (países con elevado riesgo de terremotos) se realiza mucha investigación para predecir terremotos. Todavía no se ha ideado un método fiable de predicción a corto plazo. Los pronósticos a largo plazo se basan en la premisa de que los terremotos son repetitivos o cíclicos. Los simólogos estudian la historia de los terremotos para obtener patrones, de modo que puedan predecirse su aparición. Los pronósticos a largo plazo son importantes porque proporcionan información útil para desarrollar Códigos de Construcción y ayudan a planificar el uso del terreno⁶.

2.2.2 Evaluación de la Peligrosidad Sísmica

En el caso de análisis de la amenaza sísmica podemos asegurar que ésta incluye la predicción cuantitativa de la intensidad del sismo en un sitio en particular. Las amenazas pueden analizarse *determinísticamente* o *probabilísticamente*. Sin embargo, estos modelos involucran una gran cantidad de incertidumbres lo que lleva inevitablemente a ser calculados a partir de la extrapolación de datos, a la

⁵ SUAREZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Ediciones UIS, Bucaramanga, 1998

⁶ TARBUCK, Edward J. Y OTRO. Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física. Editorial PRENTICE HALL, Madrid, 1999

adaptación de estudios de otras regiones para que estos modelos sean completamente funcionales y en muchos casos a la simplificación de los mismos⁷.

El primer paso en el análisis es la identificación y evaluación de las fuentes de sismos y para ello se utilizan las evidencias geológicas, la actividad de las fallas, las evidencias tectónicas y la sismicidad histórica e instrumental⁸.

La definición de la acción sísmica, en el marco de los estudios de vulnerabilidad sísmica a gran escala es una tarea de integración y síntesis de los estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional (macrozonificación) y los de peligrosidad sísmica a nivel local (microzonificación o estudio de los efectos locales del terreno).

Básicamente lo que persiguen los estudios sísmicos es estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado a partir de los terremotos situados en las distintas zonas generadoras de sismos. Para estos estudios, el movimiento del terreno generalmente se expresa por un parámetro físico tal como la aceleración, velocidad o desplazamiento máximo del suelo o bien por uno de los grados de intensidad en cualquiera de las escalas macrosísmicas⁹.

La evaluación de la peligrosidad sísmica, como se mencionó anteriormente, puede llevarse a cabo mediante dos tipos de métodos de cálculo. Los *métodos deterministas* parten de los sismos registrados y evalúan los efectos de esos sismos sobre la localidad que se estudie. Los *métodos probabilistas* no utilizan directamente los sismos registrados, sino que esos datos sirven para establecer ciertas leyes de probabilidad de ocurrencia, para finalmente calcular las influencias de cada región sobre la localidad en estudio¹⁰.

⁷ SOMMERVILLE, P. (2000). "Seismic Hazard Evaluation. State of the art". Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2833.

⁸ SUAREZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Ediciones UIS, Bucaramanga, 1998

⁹ CANAS, J. A., BANDA, E., Sismicidad y peligrosidad sísmica, Apuntes docentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1989

¹⁰ CANAS, José A., EGOZCUE, J. J., BANDA, E. Y OTROS. Peligrosidad Sísmica en Cataluña, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1988

Explicando de una manera muy general se puede decir que los *métodos deterministas* se basan en la hipótesis de que la sismicidad futura de una zona será igual a la del pasado. Lo que se obtiene con este método es un valor máximo de la variable elegida como medida del movimiento del suelo en un lugar determinado debido a la sismicidad de la región.

El inconveniente de utilizar dicho método es la hipótesis de partida, ya que la hipótesis sería que el mayor terremoto registrado en el catálogo de una zona no será sobrepasado en el futuro. Otra desventaja en el método es el hecho de que sólo se obtiene con este método el valor máximo esperado de la variable que representa el movimiento del suelo, esto supone aplicar el mismo nivel de riesgo a todas las estructuras, por ejemplo el mismo nivel riesgo al diseño de una presa que al diseño de una vivienda particular, resultando este método un poco conservador sin mencionar los perjuicios económicos que puede generar.

Por otro lado, de los *métodos probabilistas* se puede decir que éstos se basan en que conocida la sismicidad pasada, se pueden establecer leyes estadísticas que rigen los fenómenos sísmicos de una zona. Basándose en dichos métodos, se obtiene la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo en un lugar determinado en un periodo de tiempo dado.

Se puede afirmar de manera muy certera que en principio todos los procedimientos disponibles para la evaluación probabilística de la peligrosidad sísmica son similares, la diferencia prima es en el modelo estadístico escogido para obtener la probabilidad del lugar¹¹.

Los métodos probabilistas presentan ventajas ante los métodos deterministas. Lo más importante es que no se obtiene únicamente el valor máximo de intensidad del movimiento del suelo sino que también se obtiene la distribución de probabilidades para los distintos niveles de intensidad o de daño. Además el mayor terremoto que puede producirse en una zona no está determinado por el terremoto máximo registrado en el pasado, sino que se estima a partir de las leyes estadísticas de la sismicidad de cada zona.

¹¹ AGUIAR, Roberto, CANAS, José. Vulnerabilidad Sísmica de Edificios. Monografías de Ingeniería Sísmica, Monografía CIMNE IS-6, Editor A. H. Barbat, España 1994

Las desventajas que puede presentar es en las dificultades que se presentan para determinar los parámetros físicos que definen la fuente y la atenuación¹², además de la variación para una misma zona de la actividad sísmica a corto y a largo plazo, lo que limita los tiempos para una estimación confiable de la peligrosidad, entre los 25 y los 50 años en la mayoría de los casos¹³.

La explicación de estos métodos puede ser muy extensa si se profundiza en el tema, por tal razón una explicación bastante detallada sobre estos dos tipos de métodos aparece publicada en la referencia (32) en la cual se explica de forma muy general algunos conceptos.

En conclusión el objetivo final de un estudio de peligrosidad o macrozonificación consiste en la construcción de un mapa de peligrosidad sísmica, el cual divide a una región geográfica generalmente muy amplia en áreas cuya respuesta al movimiento del terreno se considera relativamente parecida.

Sin embargo, a causa de que muchas veces en un estudio de macrozonificación la predicción de terremotos no está aún suficientemente desarrollada y por muchos efectos mas, las investigaciones hechas al respecto se enmarcan dentro de los llamados estudios de microzonificación el cual constituye una de las palabras clave para la evaluación de la peligrosidad sísmica a escala urbana.

2.2.3 Sismicidad Histórica de Colombia

Colombia está localizada en una de las zonas de mayor actividad sísmica del planeta, denominado “Cinturón circumpacífico”, que corresponde a los bordes del Océano Pacífico, en su territorio convergen tres placas tectónicas, Nazca, Suramericana y Caribe (*Tomado de la NSR-98, 1998*).

¹² HAYS, Walter W., Evaluation of the Earthquake ground-shaking hazard, Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management, Zurich 1988

¹³ KARNIK, Vít, NERSESOV, I. L., Principles and problems of assessments of seismic hazard, Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and Mitigation of Earthquake Losses, Dushanbe, 1986 Vol. 1

El primer evento sísmico en el país, del cual se tiene registro escrito, ocurrió en 1566 causando daños graves en las recientemente fundadas ciudades de Popayán y Cali. Existen registros de numerosos sismos históricos desde la colonia y hasta 1922, en que se instaló el primer sismógrafo en el país. Dentro de los sismos históricos, pero registrados por instrumentos en el exterior es importante destacar el terremoto del 31 de enero de 1906 al frente de Tumaco, cuya magnitud se estima de 8.9 en la escala de Richter y que es considerado uno de los sismos más fuertes de la humanidad en tiempos modernos. A partir de 1922 se dispuso de información instrumental, sobre lo que se denominan sismos instrumentales. Desde 1957 hasta 1992 estuvieron en funcionamiento siete estaciones sismológicas permanentes en el país, las cuales fueron operadas por el Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana de Santa Fe de Bogotá. A partir de 1993 se puso en marcha, adicionalmente, la Red Sismológica Nacional, operada por la Subdirección de Geofísica del INGEOMINAS, existiendo además el Observatorio Sismológico del Sur Occidente - OSSO, operado por la Universidad del Valle en Cali. La Red Sismológica Nacional en su fase inicial consta de 20 estaciones sismológicas remotas; su procesamiento es en tiempo real y se realiza en Santa Fe de Bogotá. En la realización del estudio de amenaza sísmica¹⁴ que produjo los mapas de amenaza sísmica del NSR-98 se dispuso de un catálogo de 11088 eventos sísmicos, tanto históricos como instrumentales. (*Tomado de la NSR-98, 1998*).

A raíz de la situación sísmica en la que se encuentra nuestro país, se han realizado múltiples estudios y en diferentes zonas para tratar de minimizar el daño que deja el paso de un evento sísmico; ejemplo muy representativo de dichos estudios es el plasmado en nuestra norma sismorresistente NSR-98.

Lo que se hace en dichos estudios, entre otras cosas, es analizar primordialmente la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones que son las que se ven más afectadas

¹⁴ ALARCÓN, A., BERNAL, C. E., CARDONA, O. D., ESCALLÓN, J., ESPINOSA, A., GARCÍA, L. E. (Director), PUCCINI, M., PULIDO, N., RODRÍGUEZ, E., SARRIA, A., SEVERICHE, M., TABOADA A., y YAMÍN, L., (1996), Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, Comité AIS 300 - Amenaza Sísmica, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia.

cuando ocurre un evento de esta categoría. Entendiendo por vulnerabilidad un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un terremoto. Definiendo vulnerabilidad como “una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño” (Sandi, 1986).¹⁵ .

2.2.4 Microzonificación de Bucaramanga

De forma masiva en un país se ha podido realizar estudios sobre la vulnerabilidad en la que se encuentra expuesto bajo la presencia de un evento sísmico, pero como es bien sabido, lo específico prima sobre lo general en algunas ocasiones. Es el caso de Colombia, en el cual tenemos una norma sismorresistente pero dicha norma también hace énfasis en el hecho que si la zona de estudio tiene un estudio de microzonificación sísmica se recomienda utilizar ésta para una mejor representación de la acción sísmica.

De manera general se puede decir que la zonificación sismogeotécnica consiste en establecer zonas preliminares de respuesta sísmica similar de tal forma que se puedan definir algunas recomendaciones iniciales para el diseño y construcción de edificaciones. Estas recomendaciones dependen fundamentalmente de la respuesta de sitio, que a su vez está ligada con las características geotécnicas y topográficas del mismo.

Según el estudio de microzonificación de Bucaramanga se obtuvo aproximadamente (150) ciento cincuenta registros, los cuales han sido publicados en los Boletines de Movimiento Fuerte (Ingeominas, 1996, 1997, 1998 y 1999). En su mayoría los registros pertenecen a sismos ocurridos en el Nido sísmico de Bucaramanga, el cual

¹⁵ SANDI, H. “Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems”. Report of the Working Group of the European Association for Earthquake Engineering. Proceedings of the 8th ECEE. Lisbon. Portugal, 1986

presenta una actividad frecuente. Aproximadamente el 60% de los sismos registrados por la Red Sismológica Nacional de Colombia – RSNC – provienen de esta fuente sísmica.

Las condiciones de sitio o efectos locales, son uno de los factores más influyentes en la caracterización de la respuesta sísmica, de allí la importancia de adelantar estudios tendientes a determinar el comportamiento dinámico de los suelos y su respuesta cuando están sometidos a sismos y cargas dinámicas.

Para la mayoría de las aplicaciones de Ingeniería Sísmica (ej. Diseño estructural) las cargas por acción de terremotos son representadas por espectros de respuesta, los cuales se obtienen mediante la determinación probabilística de la amenaza sísmica. Sin embargo, existen situaciones en donde se requiere representar la acción sísmica como función de aceleración en el tiempo (ej. Cálculo de la respuesta sísmica local), lo cual necesita la definición de registros acelerográficos correspondientes a escenarios sísmicos compatibles con el estudio de amenaza.

Para generar acelerogramas más realistas, o seleccionar registros apropiados de una base de datos real de movimiento fuerte, es necesario definir escenario(s) sísmico(s), compatibles con la amenaza como función de la(s) magnitud(es) de la(s) fuente(s) y su(s) distancia(s) al sitio bajo estudio.

En el caso de la ciudad de Bucaramanga, los expertos encargados del estudio de microzonificación de la ciudad basados en su experiencia y en análisis previos asumieron que los acelerogramas de diseño compatibles con escenario sísmico falla Bucaramanga – Santa Marta que se escogieron son los de Helena, Friuli, Mammoth, Coalinga, Whittier y Umbría, y de igual forma los acelerogramas escogidos para la falla frontal son los de Loma Prieta, Pretolia, Duzce y Montenegro.

Después de suponer lo anterior, con el fin de observar el comportamiento dinámico de los diferentes suelos de la ciudad de Bucaramanga lo que hicieron fue analizar los espectros de respuesta de aceleración para un oscilador de un grado de libertad y generaron los espectros de respuestas en las diferentes estaciones, dando como

resultado aceleraciones espectrales que sobrepasan 0.3g y periodos muy bajos, menores a 0.3seg en todas las estaciones.

El hecho de que un sitio esté expuesto o sometido a acciones sísmicas y cargas dinámicas, genera una gran preocupación, por tal razón se trata de hacer estudios muy detallados sobre los efectos que se estén presentando en la zona. Por esta razón se realizan estudios tan importantes como el comportamiento dinámico del suelo y su respuesta tratando de analizar las condiciones de sitios y efectos locales. Al hacer este estudio, la respuesta local del sitio puede ser evaluada por métodos tanto empíricos como teóricos. Si se utilizan métodos teóricos se dice que éstos permiten un análisis de los distintos parámetros del problema, aunque requieren una descripción detallada de las capas de suelo que conforman el estrato y de las fuentes que generan los sismos, las cuales, en algunos casos pueden ser muy complejas y por lo tanto, se dificulta la construcción realista de un modelo matemático que es lo que se quiere realizar para que así muestre de la forma más representativa posible las condiciones reales que se están analizando.

Al momento de utilizar los métodos empíricos, éstos utilizan y se basan en registros de datos sísmicos en el sitio de interés, obteniendo información tan importante como periodos dominantes de vibración y amplificaciones relativas. Una ventaja muy importante en comparación con los métodos teóricos, es que no requiere una descripción detallada de las capas del suelo, pero en cambio necesita una mayor información sísmica y una gran cantidad de registros o información sísmica, lo cual es posible en regiones donde se tenga una alta sismicidad y se cuente durante largo tiempo con redes de acelerógrafos o equipos de registro sísmico. En tal caso de que no exista mucha información en la zona se debe recurrir a otros métodos empíricos como son las *microtrepidaciones*, éstas son vibraciones de baja amplitud del terreno y están conformadas por ondas internas y superficiales, que pueden ser de período largo y corto. Las de períodos largos (mayores a 1 seg.) están conformadas por ondas superficiales Rayleigh y Love generadas por fuentes naturales, como el viento, olas del mar y variaciones de presión de aire; las segundas son de período menor a

1 seg. Y son producidos por fuentes artificiales tales como el tráfico vehicular, actividad de plantas industriales, maquinarias, es decir, básicamente de carácter antrópico. El uso de las microtrepidaciones, ha sido aceptado internacionalmente como una herramienta poderosa para determinar el período predominante del suelo, pero ha sido difícil inferir amplificaciones locales, debido a que las amplificaciones obtenidas muestran tener una gran dependencia de las fuentes locales que pudiesen estar afectando las microtrepidaciones. Sin embargo estos tipos de estudios generan excelentes resultados pero deben ser interpretados con bastante cautela y además deben ser corroborados por modelos teóricos y empíricos que evalúen con mayor certeza la respuesta dinámica de los suelos.

Para la microzonificación de Bucaramanga se utilizó el método de las microtrepidaciones. Para el análisis de dicho método, se propusieron tres técnicas, por medio de la transformada de Fourier (FFT), el cálculo de los espectros relativos de amplificación de las estaciones en suelo blando contra una estación en suelo firme o técnica de Kagami y cálculo de las relaciones espectrales entre la componente horizontal y vertical del movimiento en un mismo sitio o técnica de Nakamura (1989).¹⁶

Ahora teniendo en cuenta la parte geológica, para el estudio se basaron en mapas de Geología y zonificación Geotécnica, así como en resultados de estudios de refracción sísmica y se definieron perfiles de subsuelo típico para cada una de las zonas geotécnicas:

ZONA 1 – Rocas sedimentarias

Consiste en suelos residuales arcillosos sobre las formaciones rocosas sedimentarias del Tambor (areniscas conglomeráticas), Girón (areniscas

¹⁶ NAKAMURA, Y., A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QRT of RTR1 30, No. 1, February. 1989

conglomeráticas con algunos niveles arcillosos) y Jordán (arcillolitas con intercalaciones de areniscas).

ZONA 2 – Rocas ígneas y metamórficas

Consiste en suelos residuales de espesores considerables sobre las formaciones rocosas que componen el Macizo de Santander en su gran mayoría de origen metamórfico (Neis de Bucaramanga), y en menor proporción sobre cuerpos ígneos.

ZONA 3 – Abanico aluvial de Bucaramanga y Provenza

Corresponde a la zona urbanizada de la ciudad asentada sobre la Formación Bucaramanga, en la cual se distinguen cuatro tipos de materiales definidos como Miembro Limos Rojos (arcillas y limos arenosos), Miembro Gravoso (depósito fluvio-torrencial gravoso), Miembro Finos (niveles arcillo-limosos plásticos) y Miembro Órganos (depósito fluvio-torrencial y lentes limo-arenosos).

ZONA 4 – Formación Bucaramanga erosionada (bad lands)

Consiste en depósitos fluvio-torrenciales y lentes limo-arenosos pertenecientes al Miembro Órganos de la Formación Bucaramanga, se estima que dicho material alcanza espesores mayores de 50 metros suprayaciendo formaciones rocosas.

ZONA 5 – Flujo de escombros

Consiste en depósitos tipo arenas gravo-arcillosas del piedemonte del Macizo de Santander, los cuales son menos consolidados que el abanico aluvial de Bucaramanga.

ZONA 6 – Valles aluviales

A esta zona corresponden los valles y llanuras de inundación de ríos y quebradas importantes (terrazas bajas y medias), consisten en depósitos aluviales sueltos no consolidados localizados sobre el Miembro Órganos, el cual descansa sobre formación rocosa.

ZONA 7 – Coluviones

En esta zona se incluyen los depósitos coluviales sueltos y saturados localizados sobre las laderas.

ZONA 8 – Ciudad Norte

El perfil característico es similar al de la Zona 4, sin embargo superficialmente aflora el Miembro Finos. En el sector de Ciudad Norte, más exactamente en el Barrio José María Córdoba, se detectó la interfase Miembro Órganos – Arcilla de consistencia dura a muy dura (roca parcialmente meteorizada) a profundidades de 49 a 57 metros.

ZONA 9 – Rellenos

Consiste en sectores de rellenos sueltos no compactados ubicados en su gran mayoría en el sector urbanizado de la ciudad. Presentan espesores variables de 10 a 15 metros localizados sobre los materiales de la Formación Bucaramanga.

Después de realizar los modelamientos y estudios correspondientes a cada zona se obtuvieron los espectros de respuesta, espectro promedio y espectro de diseño para cada zona. Además de algunas consideraciones especiales que se concluyeron y que se pueden apreciar mejor en las memorias del estudio de Microzonificación de Bucaramanga.

Para el escenario sísmico correspondiente a la falla de Bucaramanga se pueden precisar algunos aspectos. Dentro de las 7 zonas propuestas, desde el punto de vista de respuesta dinámica se puede apreciar que existen 3 grupos de respuesta espectral similar, tanto en amplitud y forma. Un primer grupo reúne las respuestas espectrales de las zonas de roca pura, suelos residuales sobre roca sana y se caracteriza por tener aceleraciones espectrales hasta 0.50g y agrupar a los estratos más rígidos desde el punto de vista geotécnico. El segundo grupo está compuesto por las zonas 2, 4 y 5, con aceleraciones hasta de 0.9g; aquí está incluida la mayoría del área construida, que se cimienta sobre depósitos de suelo rígido. El espectro

para las zonas de llenos, resulta ser un caso especial y presenta las mayores aceleraciones esperadas (1.20g).

Igualmente, el escenario sísmico correspondiente a la falla Frontal muestra los mismos 3 grupos, discutidos anteriormente, en términos de respuesta espectral similar tanto en amplitud y forma. El primer grupo reúne las respuestas espectrales de las zonas de roca pura, con aceleraciones de hasta 0.60g. Un segundo grupo comprende las zonas 2, 4 y 5 que tienen aceleraciones de hasta 1.00g. El espectro para las zonas de llenos tiene aceleraciones hasta de 1.25g, esto según el estudio de Microzonificación hecho en Bucaramanga.

Después de realizar los análisis correspondientes y sacar conclusiones, las cuales se pueden consultar en las memorias de dicho estudio de microzonificación, se propuso el siguiente espectro de diseño, el cual solo divide la región en tres zonas de estudios ya que se comportan de manera similar.

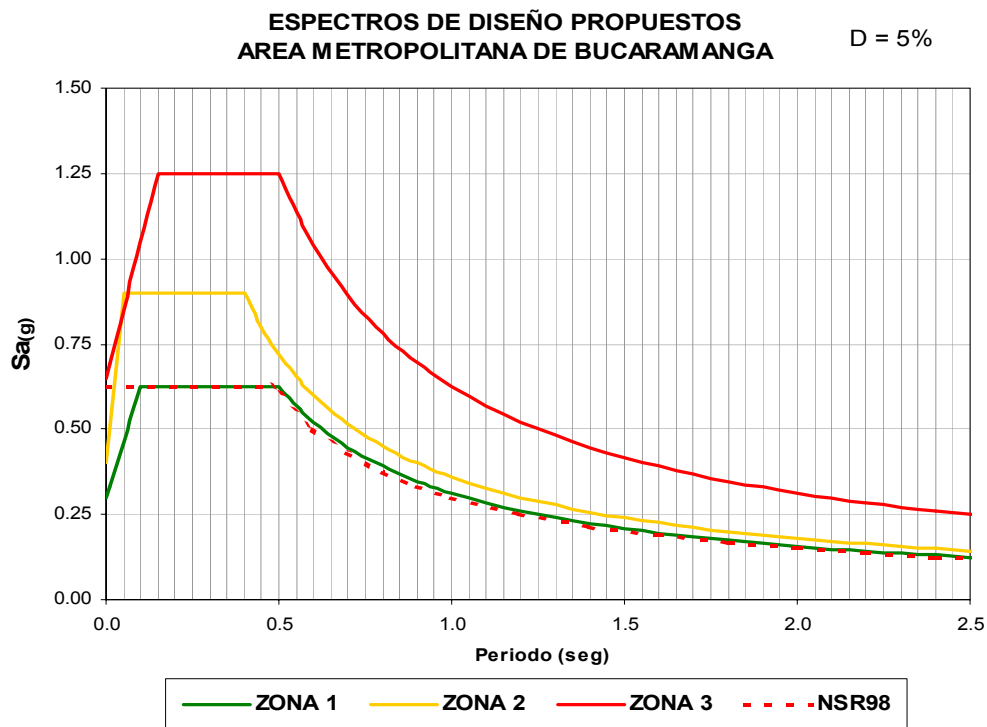


Figura 2.2 Espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.

Como se puede observar en la anterior grafica, el espectro de la NSR-98 se encuentra por debajo de los otros tres espectros mostrados, observándose de esta forma los resultados de un estudio más detallado sobre la zona en análisis, es decir se muestran los espectros de una forma más precisa generando así una mayor confiabilidad cuando se requiere utilizar dicho(s) espectro(s).

En total son tres zonas de respuesta dinámica diferente para las cuales se pueden hacer las siguientes observaciones:

Zona 1 – Roca

Esta zona comprende los depósitos de roca correspondientes a la formación Girón (1G) y cualquier depósito que se pueda considerar como roca pura (R). Los depósitos considerados como roca blanda y/o suelos residuales competentes sobre manto rocoso, comprende las zonas identificadas como 1N, 3 y 7. Tienen una forma espectral y aceleraciones máximas similares a lo propuesto por la NSR-98.

Zona 2 – Suelo Rígido

Donde se encuentra la mayor parte de la población del área metropolitana de Bucaramanga, y corresponde a depósitos de suelo rígido y reúne las zonas 2, 4 y 5. Presenta aceleraciones espectrales máximas considerablemente altas. Dicha forma espectral, así como los valores máximos están en concordancia con la propuesta de la norma UBC97 para sitios donde efectos de campo cercano son esperados; tal y como podría ser el caso del Área Metropolitana de Bucaramanga.

Zona 3 – Llenos

Corresponde a los llenos (6), que deben tener consideraciones especiales, dadas las aceleraciones espectrales tan altas obtenidas. Es pertinente mencionar que los datos geotécnicos que se obtuvieron para caracterizar estas zonas fueron muy pobres y como tal la incertidumbre de su respuesta dinámica es bastante elevada. De manera general se puede representar el espectro de diseño de Bucaramanga, el cual depende de la ubicación de la edificación en estudio y del periodo natural de la misma.

CONSTRUCCIÓN ESPECTRO DE DISEÑO

D = 5%

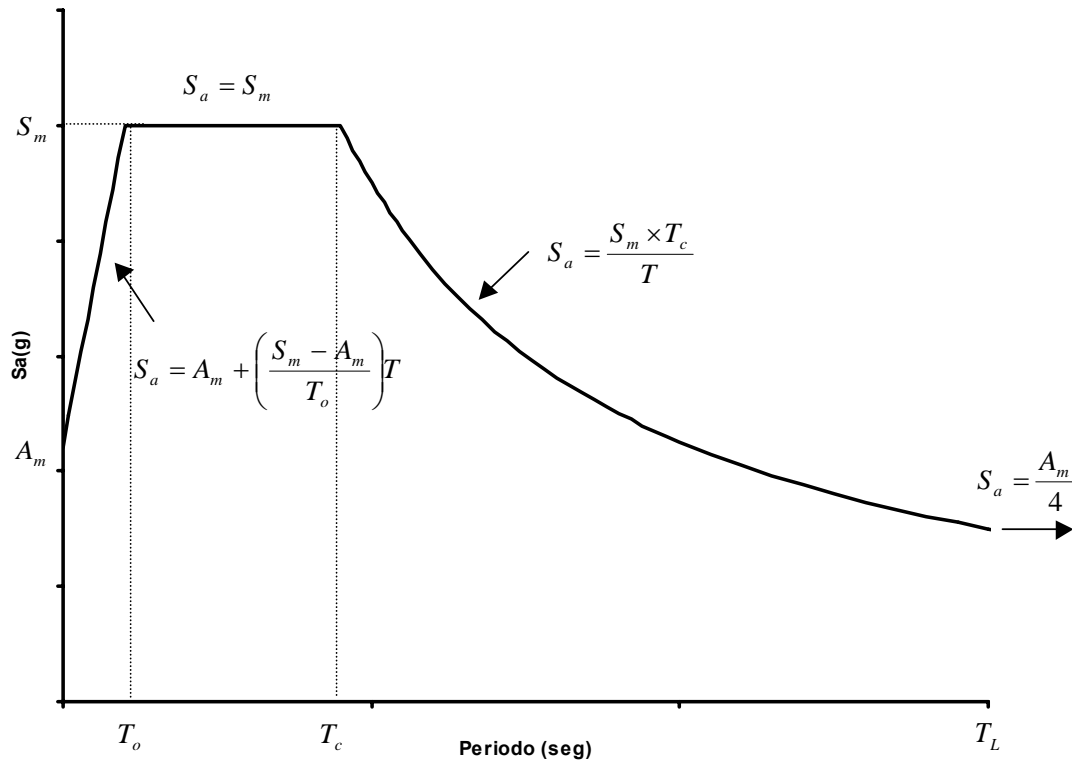


Figura 2.3 Representación esquemática para la construcción de espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.

Finalmente se presenta la Tabla 2.1 en la cual se muestra los aspectos más importantes de cada zona, refiriéndose a los que influyen para el manejo del espectro.

Tabla 2.1 Parámetros de control para la construcción de espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.

	Zona 1 - Roca	Zona 2 - Suelo Rígido	Zona 3 - Llenos
T_o (s)	0.10	0.05	0.15
T_c (s)	0.50	0.40	0.50
T_L (s)	4.00	3.60	4.00
A_m (g)	0.30	0.40	0.65
S_m (g)	0.63	0.90	1.25

2.3 SISMORESISTENCIA

2.3.1 Respuesta de la Estructura

Cada edificación responde de manera diferente ante la acción de un mismo sismo. Esto se debe a que los efectos del sismo en una estructura, es decir la forma como esta responde, depende del sistema estructural usado. Una característica constructiva importante es el periodo fundamental de las edificaciones (medido en segundos). Dicho periodo depende en cierta forma de la rigidez del sistema estructural utilizado, de la masa y de la altura total de la edificación. Las ondas sísmicas con periodos similares a los de las edificaciones pueden causar resonancia, y amplificar de esta forma la intensidad de las fuerzas sísmicas que la edificación debe resistir.

Los sistemas estructurales que usan hormigón o mampostería con muros a cortante son rígidos y resultan edificaciones con periodos cortos, considerando de igual forma que los sistemas que tienen elementos sometidos a flexión tienen periodos más largos. En general, una gran cantidad de energía sísmica es contenida por las que tienen ondas de periodo corto. Por consiguiente, los edificios de periodos cortos que poseen rigidez estructural son diseñados para mayores fuerzas que las de periodo largo. Este concepto también es aplicable a la cantidad de fuerza horizontal aplicada sobre los elementos individuales que la deben resistir. Los elementos más rígidos también deben hacerse más resistentes porque son los que intentarán oponerse a la fuerza sísmica de una manera mayor a la de los elementos más flexibles en el mismo sistema estructural.

2.3.2 Problemas de Configuración Geométrica

Además de los problemas que se pueden presentar por los casos expuestos anteriormente, se puede decir también que la forma o la configuración es otro parámetro también muy importante en la respuesta de la estructura. Cuando un

sismo actúa sobre una edificación rectangular ésta responde con una distribución bastante uniforme de las fuerzas a lo largo del edificio; pero en una configuración más compleja, en forma de T ó L, las fuerzas se concentran en las esquinas interiores creadas por esas formas.¹⁷

Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobresolicitados. Las irregularidades en planta de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones.¹⁸

Por configuración no se entiende la mera forma espacial de la construcción en abstracto, sino el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso¹⁹.

¹⁷ ATC, 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, Part A: Earthquake Shaking and Building Response

¹⁸ Organización Panamericana de la Salud (OPS). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Serie de mitigación de desastres. Washington. 2000

¹⁹ Applied Technology Council (ATC) (Report ATC 3-06), Tentative Provisions for Development of Seismic Regulations for Buildings. Palo Alto, 1978. [Versión en español por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, 1979.]

2.3.2.1 Problemas de Configuración en Planta

Se debe destacar que los problemas de configuración en planta que a continuación se detallan, se presentan cuando las plantas son continuas; de igual forma se puede afirmar de manera muy certera que algunas de las plantas que a simple vista se pueden percibir como complejas y que cuentan con las respectivas juntas de dilatación sísmicas no presentan problemas para el comportamiento frente a sismos.

LONGITUD

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos.

Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación. Los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

Además de los problemas por longitud, también vale la pena mencionar la concentración de esfuerzos debido a **plantas complejas**, como se mencionó anteriormente. El problema que se presenta al utilizar plantas en forma de L, H, I que se pueden apreciar mejor en la Figura 2.4, es la gran concentración de esfuerzos

que se presentan en las esquinas, en las uniones que al momento de verse sometida a la acción de un sismo, los efectos torsionales aumentan drásticamente en comparación con las plantas que tienen formas más regulares, pudiendo generar así un daño muy grande a la edificación y talvez el colapso de la misma.

Para este caso, la solución corrientemente adoptada consiste en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas, obviamente, deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse²⁰.

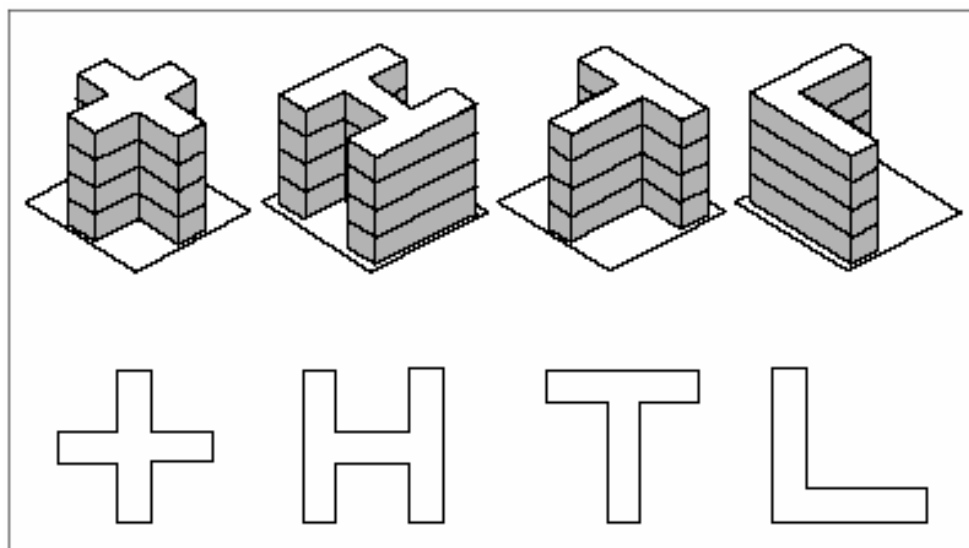


Figura 2.4 Configuraciones en planta (OPS)

2.3.2.2 Problemas de configuración en altura

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños

²⁰ DOWRICK, D.J. Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos. México: Limusa, 1984.

a la zona del cambio brusco (Figura 2.5). En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.

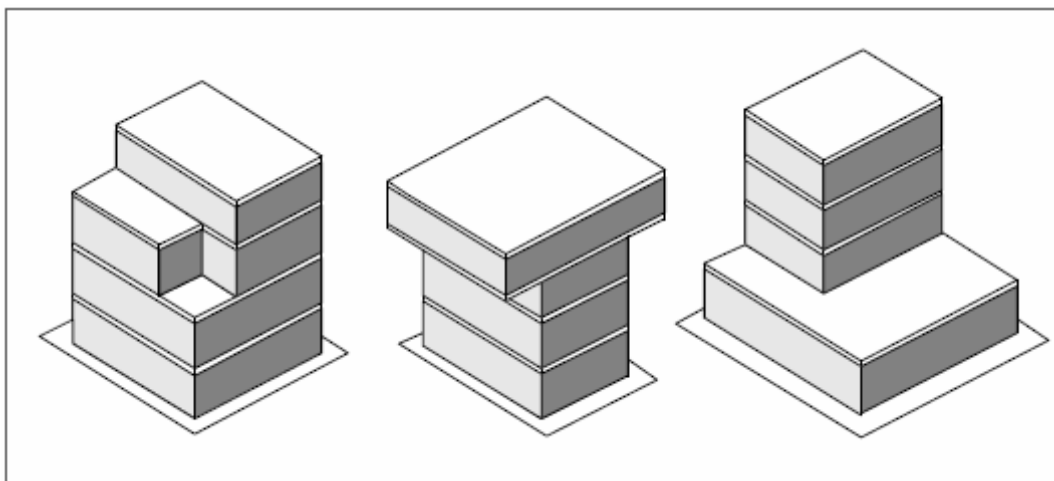


Figura 2.5 Formas irregulares en altura (OPS)

2.3.3 Configuración Estructural

Otro aspecto de igual importancia es la configuración estructural de una edificación, para tal caso se tiene en cuenta varias situaciones en las que la configuración estructural afecta el comportamiento de la edificación cuando se presenta un evento sísmico. A continuación se presentan algunas de las configuraciones estructurales que existen y que afectan de manera directa el comportamiento de las estructuras²¹:

Las *concentraciones de masa*. Dicho problema se presenta por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. dependiendo del uso que se le de al piso . El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual

²¹ Organización Panamericana de la Salud (OPS). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Serie de mitigación de desastres. Washington. 2000

se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo.

Pisos suaves. Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles o suaves, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. La presencia de pisos suaves se puede atribuir a las siguientes causas:

- Diferencia de altura entre pisos: Se da frecuentemente por la búsqueda de volúmenes mayores en ciertos niveles de la construcción, generalmente por razones técnicas. Esto conduce a que en los pisos en cuestión se presente un debilitamiento de la rigidez, debido a la mayor altura de los elementos verticales.
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso: La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores. La razón del deslizamiento del piso recae en que el nivel en que se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes, con lo que aumenta el problema de estabilidad, pero además porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil.

En la configuración estructural se presenta también la *Falta de redundancia*. El diseño estructural sismorresistente contempla la posibilidad de daño de los elementos estructurales para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas dependa de un número importante de elementos, puesto que cuando se cuenta con un número reducido de elementos (poca redundancia) la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante el sismo. En este

sentido, debe buscarse que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos estructurales posibles²².

La *excesiva flexibilidad* de la edificación es otro aspecto que afecta las estructuras. Ésta puede definirse como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, esto sucede cuando la edificación se ve sometida a una carga sísmica. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias:

- Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos.
- Inestabilidad del o los pisos flexibles, o del edificio en general.
- No aprovechamiento de la ductilidad disponible.

Excesiva flexibilidad del diafragma. Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales. Las soluciones al problema de excesiva flexibilidad del diafragma son múltiples, y dependen de la causa que la haya ocasionado. Las grandes aberturas en el diafragma deben estudiarse con cuidado, con el fin de proveer mecanismo de rigidización o, si esto no es posible, segmentación del edificio en bloques.

Por ultimo tenemos la *torsión*, la cual ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural. (Figura 2.6)

²² OPS/OMS, Análisis de riesgo en el diseño de hospitales en zonas sísmicas. Washington, D.C., 1989.

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- Combinación de las dos situaciones anteriores.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como en el caso corriente de los edificios de esquina.

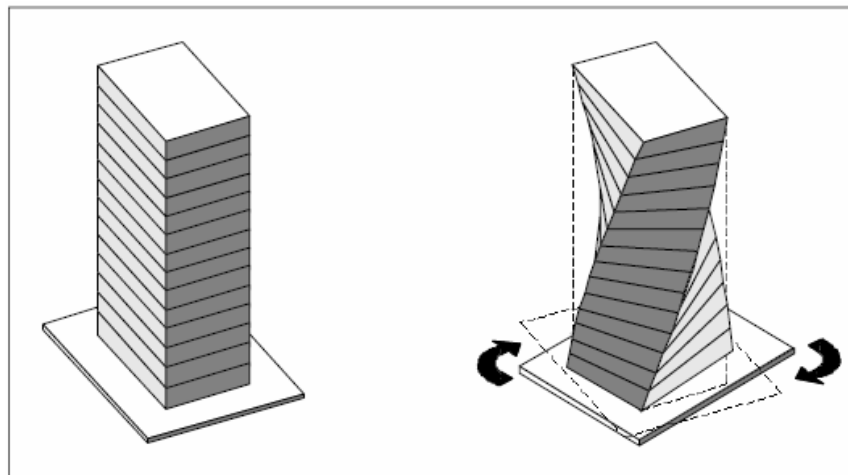


Figura 2.6 Efectos de Torsión (OPS)

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de masa y de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un

cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores. Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación. La torsión puede decirse que es uno de los efectos que talvez afecten más a la estructura, la razón es que en una estructura siempre se presenta torsión, aunque sea mínima, el problema es que cuando se presentan problemas como los que se han venido explicando anteriormente, el efecto torsional puede aumentarse significativamente generando consecuencias graves a la edificación en todos los aspectos. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

- Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.
- A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. Finalmente, el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

2.3.4 Fuerzas y Aceleraciones

Si tomamos en cuenta la fuerza que se está aplicando a la edificación, es decir la cual debe resistir, podemos afirmar que diseñamos edificaciones que resistan sismos, pero se requiere que los movimientos de tierra generados por éstos se traduzcan en fuerzas que actúan en la edificación. Las fuerzas sísmicas son llamadas fuerzas laterales a causa de que el efecto predominante es la fuerza horizontal aplicada en la edificación. Sin embargo las ondas sísmicas en su

componente vertical también producen efectos en la edificación pero éstas no se tienen muy en cuenta ya que la edificación normalmente tiene la fuerza necesaria para resistirla. De todas formas las fuerzas verticales también son utilizadas para diseño pero sólo en casos especiales.

El método general para la determinación de la fuerza sísmica total lateral aplicada a una edificación está basada en una simple ecuación, $F=ma$. Donde relaciona la fuerza (F) a la masa (m) de la edificación y a la aceleración horizontal (a), impartida por el sismo. La aceleración es expresa como una fracción de la aceleración debido a la gravedad, comúnmente llamada “g”.

La fuerza resistente es igual a la masa del objeto durante un tiempo bajo la acción de la aceleración debido a la gravedad. A causa de que la gravedad es constante, se debe resistir una mayor fuerza para mover un objeto más pesado. Este concepto de objetos que se oponen al movimiento, actualmente en cualquier dirección, se conoce como “inercia”.

2.3.5 Fuerzas en el Plano y Fuera del Plano de Acción

Las edificaciones regulares y muchas irregulares tienen sus elementos orientados en dos direcciones perpendiculares. Estas direcciones se conocen como ejes ortogonales primarios. Cuando diseñamos para sismos, las fuerzas laterales se asumen como si afectaran la edificación en sus componentes ortogonales y actúan paralela a cada una de estas direcciones. Esto es asumido de esta forma ya que no se especifica la orientación de las ondas sísmicas cuando pasan por una edificación.

Una fuerza que actúa a lo largo de un eje del edificio causa que los que resistan dichas fuerzas sean las paredes o muros paralelos a esa dirección. Éstos se llaman fuerzas en plano porque la dirección de la fuerza es paralela a la dirección de la pared o muro. Las fuerzas que son perpendiculares a esta dirección son conocidas

como fuerzas fuera del plano. Los terremotos producen ambas situaciones, fuerzas en el plano y fuerzas fuera del plano, como es mostrado en la Figura 2.7

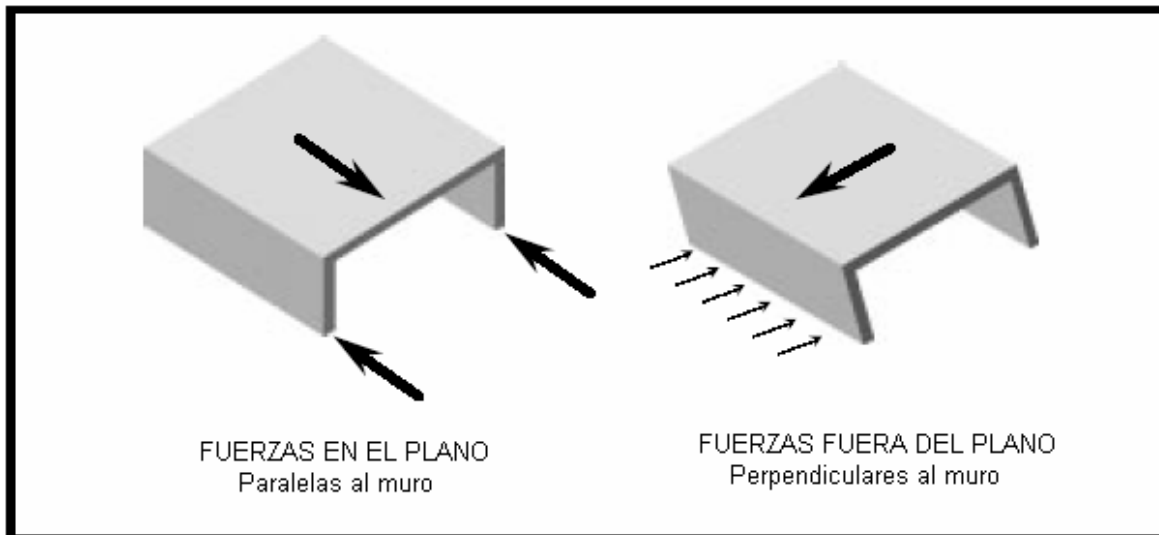


Figura 2.7 Fuerzas en el plano y fuera del plano a través del muro (ATC)

Muchas son las edificaciones que no diseñan sus elementos sísmicos para resistir las fuerzas sísmicas en ambas direcciones simultáneamente. Sin embargo, las fuerzas en cada dirección deben ser considerarse por separado, y los elementos estructurales deben ser provistos de la adecuada capacidad para resistir las fuerzas actuantes en la dirección que se encuentra en el plano y fuera del plano.

2.3.6 Concepto de Cortante Basal

La inercia depende de la masa de un objeto, y al momento de diseñar una edificación, ésta debe tenerse en cuenta. Así como las columnas deben soportar la acumulación de los pesos de los pisos que se encuentran encima de ella, las fuerzas laterales también deben resistir la fuerza acumulada de los otros niveles. Al nivel de la cubierta, la inercia se calcula basada en el peso de la cubierta y el peso de la mitad de la altura del piso de los muros inmediatamente debajo de la cubierta. La fuerza resistente total se incrementa progresivamente a medida que se disminuye de nivel, culminando en el suelo de fundación. La fuerza resistente en el suelo de

fundación es la suma de las fuerzas que contribuyen en cada nivel y se conoce como Cortante Basal.

En el diseño de una edificación de varios pisos, una porción del total del cortante basal es aplicado, como una fuerza horizontal, a cada nivel hasta la cubierta. El diseño de la fuerza lateral aplicada a cada nivel se calcula dependiendo de la masa correspondiente a cada nivel y la altura de cada nivel hasta la base de la edificación. El resultado es una fuerza sísmica distribuida en toda la altura de la edificación de forma triangular. Esta distribución es una aproximación simplificada que generaliza las fuerzas generadas durante un sismo. Cuando se diseñan estructuras altas o muy flexibles con periodos fundamentales largos, una fuerza extra lateral debe adicionarse a la carga del nivel para tensiones adicionales, conocido como el “whiplash”, que es un efecto que ocurre al nivel de la cubierta del edificio.

La fuerza horizontal a la que se ve sometida la estructura causa desplazamientos laterales, dicho desplazamiento se conoce como **Deriva**. La deriva máxima normalmente ocurre en la cima del edificio, pero cada nivel está sometido a cierta cantidad de deriva como se muestra en la Figura 2.8. A raíz de esto es que existen códigos que hacen cumplir en los diseños que las edificaciones tengan derivas límites o máximas.²³ En principio, los grandes desplazamientos laterales ponen en peligro la seguridad de la construcción en su totalidad, debido al daño que pueden representar para los elementos no estructurales en general. Sin embargo, cuando son aún mayores traen consigo el riesgo de colapso parcial o total de la edificación.

²³ ATC, 1997, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, Part B: Earthquake Forces in Buildings

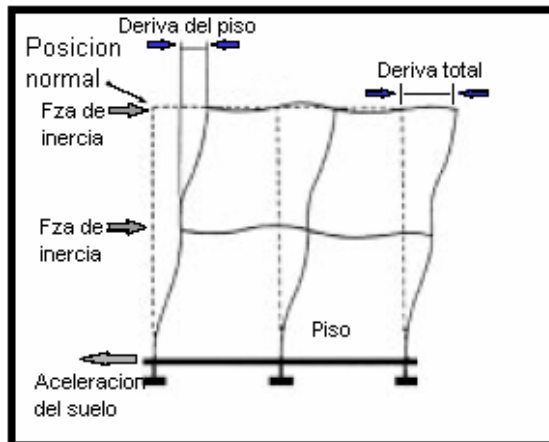


Figura 2.8 Deriva de una edificación sometida a fuerzas laterales (ATC)

En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña de acuerdo con una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

Desde una perspectiva histórica, un código por sí solo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que los códigos son reglamentos que establecen requisitos MÍNIMOS, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos, que no son más que pruebas de laboratorio a escala real. La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente²⁴.

²⁴Organización Panamericana de la Salud (OPS). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Serie de mitigación de desastres. Washington. 2000

2.3.7 Sistemas Estructurales

El Uniform Building Code (UBC) define tres tipos básicos de sistemas estructurales para la construcción: Sistema de muros, Sistema de pórticos y Sistema de pórticos que resisten a momentos.

Los sistemas de muros consisten en transportar carga vertical a través de los muros exteriores e interiores como sea necesario. Muchos muros también se usan para resistir las fuerzas laterales y se llama entonces muros a cortante. Los sistemas de muros no contienen la carga vertical en su totalidad, entonces usan elementos para llevar la carga a las columnas que soportan las cargas verticales del piso y de la cubierta. Este tipo de sistema es muy común e incluye los edificios con elementos de madera, edificios en concreto y edificios de mampostería.

Los sistemas de pórticos utilizan toda la tridimensionalidad de la estructura para soportar las cargas verticales, pero usa muros de cortante para soportar las fuerzas horizontales. Ejemplo de estos incluyen los hechos con elementos de acero o de hormigón a lo largo del perímetro e intervalos en el interior para soportar la carga de los pisos y de la cubierta. Ejemplo de este sistema se puede ver en la Figura 2.9a.

En los sistemas de pórticos que resisten a momentos pueden ser de acero, concreto o mampostería. Ellos proporcionan un marco espacial completo a lo largo del edificio para llevar las cargas verticales, y usan algunos de esos mismos elementos del marco para resistir las fuerzas laterales. Los muros de cortante no son usados en este sistema, como se muestra en Figura 2.9b.

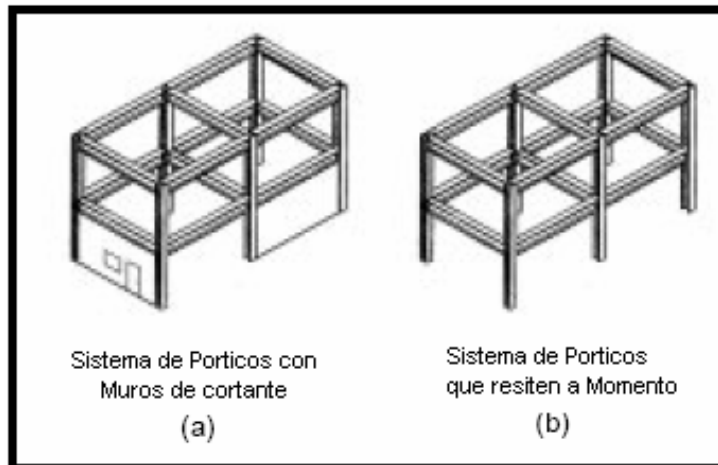


Figura 2.9 Sistemas constructivos (ATC)

En algunas ocasiones los edificios se definen como realizados bajo un sistema dual cuando tienen pórticos que resisten las cargas verticales y que resisten momentos con cualquier clase de muros a cortante o elementos que resistan cargas laterales.

2.3.8 Elementos no Estructurales

En el diseño de toda estructura sometida a movimientos sísmicos debe considerarse que los elementos no estructurales, tales como cielos rasos, paneles, tabiques, ventanas, puertas, cerramientos, etc., así como equipos, instalaciones mecánicas y sanitarias, deben soportar los movimientos de la estructura. Por otra parte, debe tenerse presente que la excitación de los elementos no estructurales es en general mayor que la excitación en la base, por lo cual puede decirse, en muchos casos, que la seguridad de los elementos no estructurales se encuentra más comprometida que la de la estructura misma.

A pesar de lo anterior, en el diseño sísmico de estructuras se concede generalmente poca importancia a estos elementos, al punto de que muchos códigos de diseño no incluyen normas de diseño al respecto. Quizás debido a ello, la experiencia en sismos recientes muestra un buen comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo a los modernos criterios de sismorresistencia, acompañado

infortunadamente por una deficiente respuesta de los elementos no estructurales. Si se tiene en cuenta la seguridad de los ocupantes de una edificación expuestos al riesgo de colapso de estos elementos, su costo de reposición y las pérdidas involucradas en la suspensión de funciones del edificio mismo, puede comprenderse la importancia de considerar el diseño sísmico de los elementos no estructurales dentro del proyecto general de la edificación.

2.4 VULNERABILIDAD SISMICA

2.4.1 Aspectos Generales

La experiencia a nivel mundial en la observación de los daños producidos por terremotos, ha logrado concluir que ciertas estructuras dentro de la misma tipología estructural, reciben un daño más severo que otras, a pesar de estar ubicadas en la misma zona. Entonces podemos clasificar las estructuras en menos vulnerables y más vulnerables frente a un evento sísmico.²⁵

El ser menos o más vulnerables ante un evento sísmico es una propiedad propia de la estructura, una característica intrínseca de su comportamiento que se encuentra influenciado tanto por el comportamiento global como local de la estructura, también relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y obviamente las cargas actuantes. Esto indica que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo, claro, esto es posible sino se encuentra en una zona que posea cierta peligrosidad sísmica.

Teóricamente, todo sistema constructivo es susceptible de ser afectado por un terremoto, por lo tanto es objeto de un estudio de vulnerabilidad, ya se refiera a edificaciones, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos; en definitiva toda obra que requiera un conocimiento del comportamiento ante una sollicitación sísmica y que

²⁵ YÉPEZ MOYA, Fabricio, Memoria de tesis doctoral METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION, Barcelona, Julio de 1996 Pág. 31,32

requiera también de la cuantificación de las consecuencias que se puedan producir por el fallo de la misma. Sin embargo el problema de la evaluación de la vulnerabilidad es muy complejo, por lo tanto en este estudio se limitará únicamente al estudio de edificaciones existentes de mampostería no reforzada.

La normativa colombiana enmarcada en el documento NSR-98 especifica la amenaza sísmica propia de una región como asociada a una probabilidad de excedencia de la aceleración pico efectiva A_a , definida para a un nivel de amenaza tal que hay una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de 50 años. El periodo de retorno del sismo de diseño resulta ser de 475 años.²⁶, este nivel de acción sísmica depende también de la importancia de la edificación, del tipo de perfil del suelo y del periodo de la estructura. Según F. Yépez las fuerzas de diseño que resultan de este tipo de procedimiento son generalmente muy grandes para que la estructura la resista en rango elástico, y si se diseñan para que la estructura la resista resultaría muy costosa. Por esto se establece que se debe diseñar para resistencias que son más bajas, como el 15 o el 25% de las elásticas, esto se realiza cuando se divide las fuerzas sísmicas, entre el coeficiente de disipación de energía **R**, entonces lo que se espera es que cuando las estructuras se vean expuestas a terremotos fuertes, resistan mediante deformaciones inelásticas y disipación de energía, es decir que presenten ductilidad. Por esto la normativa NSR-98 detalla requisitos mínimos de diseño para que la estructura presente un rango de ductilidad. Afirma F. Yépez que las consecuencias de esta forma de diseños son, que la resistencia total de la estructura se alcanza para terremotos moderados y frecuentes, es decir que para terremotos de un periodo largo de diseño según la normativa NSR-98 las estructuras, pueden presentar graves daños.

Sin embargo en Colombia la primera norma resistente oficial aparece en 1984 a raíz de la ocurrencia del sismo de Popayán; la norma trató de subsanar aspectos que eran deficientes dentro de la práctica de la construcción nacional hasta el momento. Como ejemplo se pueden mencionar los siguientes aspectos.

²⁶ URIBE E. Jairo. ANALISIS DE ESTRUCTURAS 2ª Edición. Escuela colombiana de ingeniería, Julio del 2000. Pág. 39

- Daño grave y colapso concentrado principalmente en edificios de cinco pisos o menos. No sobra recordar que hasta finales de los 70's la creencia de la ingeniería nacional era que las edificaciones de baja altura no necesitaban de diseño sísmico.
- Excesiva flexibilidad ante sollicitaciones horizontales.
- Gran cantidad de fallas de columnas debido a la falta de estribo de confinamiento.
- Daño total en edificaciones de mampostería no reforzada por encontrarse en zonas de alta sismicidad.²⁷

Debe tenerse en cuenta el hecho imposible de que con este documento se solucionarán todo lo problemas concernientes a la construcción sismo resistente en Colombia.

La conclusión que ha de esperarse es que en Colombia, las construcciones hechas según la normativa de 1984, podrían haberse considerado las fuerzas sísmicas, pero los requisitos de diseño para disipación de energía resultan insuficientes, es también importante decir que una diferencia importante de la ley 400 del 1997 con la 1984 radica en que se definió el comportamiento sísmico de los sistemas y elementos estructurales, de acuerdo con su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico; aspecto importante en la obtención de una respuesta apropiada de la estructura frente a una sollicitación sísmica (en la NSR-98 se contempla tres niveles de capacidad de disipación de energía (DES), (DMO), (DMI)). Para los edificios construidos antes de 1984 es muy probable que ni siquiera se hayan considerado las fuerzas sísmicas, es decir que solamente se hayan considerado las cargas verticales.

²⁷ ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogota Imprenta Nacional de Colombia, 1998. Capitulo A

A partir de esta problemática es que surgen los estudios de vulnerabilidad sísmica de estructuras. En los estudios de evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones existentes, se deben definir el nivel de daño producido ante diversos niveles de acción sísmica, para poder tomar una decisión con respecto al reforzamiento. Pero la importancia principal de los estudios de vulnerabilidad sísmica radica, en que es una herramienta clave para los planes de mitigación de desastres. En otras palabras las entidades gubernamentales deben en todo presente, estar interesadas en conocer las condiciones de las edificaciones de su ciudad, frente a la ocurrencia de un sismo de una determinada magnitud, con el objetivo de prever las consecuencias negativas (sociales y económicas).²⁸

2.4.2 Clases de vulnerabilidad

Hay tres tipos principales de vulnerabilidad: *la vulnerabilidad estructural*, *la vulnerabilidad no estructural* y *la vulnerabilidad funcional*. Cada una tiene su importancia según las características de uso de la edificación que se analiza.

2.4.2.1 Vulnerabilidad estructural

El término estructural se refiere a todos aquellos componentes o partes que soportan la edificación, refiérase a cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas. Este tipo de vulnerabilidad es más aplicable para edificaciones cotidianas donde lo fundamental es prevenir las pérdidas de vidas humanas, que se encuentra ligado principalmente al colapso de la estructura. En este tipo de edificaciones estudiar los otros tipos de vulnerabilidad resulta irrelevante.

²⁸ AGUIAR, Roberto, CANAS, José. Vulnerabilidad Sísmica de Edificios. Monografías de Ingeniería Sísmica, Monografía CIMNE IS-6, Editor A. H. Barbat, España 1994, Pag 8

2.4.2.2 Vulnerabilidad no estructural

Se refiere a aquellos elementos que se unen a la parte estructural, y que no forman parte del sistema resistente de la estructura, estos cumplen funciones dentro del edificio y se puede clasificar como: Componentes arquitectónicos, instalaciones (hidráulicas, sanitarias y eléctricas) y equipos.

2.4.2.3 Vulnerabilidad funcional

La vulnerabilidad funcional se da en términos de los efectos que un desastre pueda causar en el buen funcionamiento, y la capacidad de brindar los servicios sociales que la estructura ofrece. Los dos últimos tipos de vulnerabilidad van enfocados principalmente en el estudio de edificaciones esenciales como por ejemplo los centros de salud u hospitales²⁹, ya que estas poseen un carácter importante, que es la de estar en funcionamiento en condiciones de crisis o en desastres, para así afrontar de manera eficaz la situación de emergencia.

2.5 DAÑO SISMICO

2.5.1 Conceptos Generales

El daño es el grado de degradación o deterioro de los elementos físicos de un edificio. Desde el punto de vista estructural generalmente se relaciona con las deformaciones irreversibles (Inelásticas), por lo tanto en lo general una variable de daño debe referirse a una cierta cantidad de deformación.

²⁹ Organización Panamericana de la Salud, FUNDAMENTOS PARA LA MITIGACION DE DESASTRES EN ESTABLECIEMIENTOS DE SALUD. Washington 2000. Pág. 20,21

2.5.1.1 Elementos Propensos al Daño

Para cuantificar el daño es importante identificar primeramente cuáles son los elementos expuestos dentro de una estructura a sufrir daño. Los elementos que pueden sufrir daño en una estructura pueden ser de dos tipos:

- a) **Elementos estructurales:** Los elementos que componen el sistema resistente a cargas verticales, y cargas laterales.
- b) **Elementos no estructurales:** Se definen los siguientes tipos de elementos.
 - **Elementos arquitectónicos:** Son otros elementos como pueden ser muros divisorios, ventanales, revestimientos, etc. Generalmente son utilizados para el aprovechamiento del espacio y aspectos tales como la estética de la estructura. El diseño de estos elementos no va orientado a ser parte del sistema de resistencia de la estructura, pero su interacción con estos, es importante y no puede ser ignorada.
 - **Instalaciones:** Se trata de elementos que suministran servicios tales como tuberías, redes de electricidad, alcantarillado y de conducciones de gas.
 - **Contenidos:** Son los elementos que están dentro del edificio que no hacen parte de la estructura, tales como: Maquinarias, Equipos, Mobiliarios etc.

Los **elementos no estructurales** han cobrado especial importancia como consecuencia de las pérdidas económicas registradas en algunos eventos sísmicos importantes como por ejemplo Loma Prieta (1989) y el sismo Northridge (1994). A pesar de que las estructura se comportaron satisfactoriamente desde el punto de vista estructural, las pérdidas económicas van relacionadas más directamente al daño que sufrieron los elementos no estructurales.

2.5.2 Estados Discretos de Daño

Representan una condición límite o tolerable en la edificación con base en tres aspectos, según la SEAOC Visión 2000 Committee, (1995):

1. Daños físicos sobre elementos estructurales y no estructurales.
2. Riesgo en el que se encuentran expuestos los ocupantes de la edificación.
3. La funcionalidad de la edificación después del terremoto.

Para definir estos tres aspectos es necesario de establecer un calificativo detallado. Es decir que los estados discretos de daño corresponden a una descripción cualitativa de los efectos producidos por un sismo en los aspectos de los elementos, los ocupantes y la funcionalidad de la estructura. Esta definición por ser cualitativa la hace un tanto difícil y por lo tanto subjetiva.

A continuación se presentan algunas clasificaciones que se han hecho hasta el momento.

2.5.2.1 Clasificación de acuerdo al daño observado

Park, Ang y Wen (1987), proponen a partir del daño observado después de la ocurrencia de un sismo y de ensayos de laboratorio, cinco estados de daño.

- Sin daño: En el peor de los casos se producen pequeñas fisuras en el hormigón.
- Ligero: Se producen grietas en varios elementos estructurales.
- Moderado: Agrietamiento severo y se producen algunos desprendimientos del hormigón.
- Severo: Aplastamiento del hormigón y pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo.
- Colapso.

Petrovski y Bouwkamp (1989) sugiere una clasificación de daño basada en el daño observado, que se refiere a la disponibilidad de ser utilizada la estructura de después del sismo. Sugieren tres categorías que pueden ser utilizadas tanto estructuras de hormigón armado como de mampostería estructural.

- Utilizable: los daños estructurales son leves, lo cual permite que la estructura puede ser utilizada inmediatamente después de ocurrido el sismo.
- Temporalmente utilizable: los daños estructurales varían, entre moderados y severos, por lo tanto, la estructura puede estar temporalmente inutilizable.
- Completamente inutilizable: los daños estructurales son severos. Se puede producir el colapso parcial o total del edificio. La estructura no puede ser utilizada después de un sismo.

2.5.2.2 Clasificación de acuerdo a la Reparación de la Estructura

Bracci et al. (1989) y Stone Taylor (1993) describen cuatro estados de daños en función de reparación de la estructura.

- Sin daño o daño leves.
- Reparable.
- Irreparable.
- Colapso.

2.5.2.3 Clasificación Combinada

EERI (1994). Adopta 5 estados discretos de daño de acuerdo a los daños estructurales, el tiempo que permanece fuera de funcionamiento la estructura y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes.

- Sin daño.

- Leve: Daños menores en elementos no estructurales. La estructura continua funcionando con normalidad en menos de una semana.
- Moderado: Daños no estructurales considerables, se producen pequeños daños estructurales. La estructura puede estar cerrada hasta por tres meses. El riesgo que se produzcan perdidas de vidas humanas es mínimo.
- Severo: Los daños estructurales aumentan y es posible que la estructura se encuentre cerrada por un periodo largo de tiempo. En el peor de los casos puede ser necesario demoler la estructura. Hay un alto riesgo que se produzcan perdidas de vidas humanas.
- Total - Colapso o muy severo: los daños son irreparables y hay una probabilidad muy alta que se produzcan pérdidas de vidas humanas.

2.5.3 Indicadores de Daño

Estos se encuentran relacionados con la parte de la estructura para la cual se describe el daño. De esta forma se pueden definir varios tipos de daño: **Local**, **Intermedio** y **Global**, dependiendo si ellos se refieren al daño de un elemento o una parte de la estructura. El calculo del daño intermedio y global, suponen la utilización de los daños locales, por medio de factores de ponderación o coeficientes de pesos promedios, los cuales están relacionados con aspectos estructurales y criterios de importancia o un cálculo directo del daño intermedio y global.³⁰

Un punto crucial en el análisis de vulnerabilidad es la selección apropiada de la variable(s) que se conocen como los *parámetros de daño* o *indicadores de daño* tales como: deformaciones unitarias, curvatura, rotaciones, desplazamientos, deriva entre piso, fuerzas, energía absorbida y energía disipada entre otras. La selección de estas variables depende del tipo de daño analizar (local, intermedio, global).

³⁰ BONETT DÍAZ, Ricardo León. VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE EDIFICIOS. APLICACIÓN A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA. Barcelona, Octubre de 2003 Pág. Capitulo 2 Pág. 19-25.

Para definir los índices de daño, generalmente hay que generar un modelo que represente las características de la tipología estructural (pórticos, muros, etc.), las propiedades de los materiales involucrados (acero, hormigón armado, mampostería), las características de las acciones involucradas y el tipo de falla. Por lo tanto la definición de un índice de daño es un problema complejo y es por eso que no existe hasta el momento un criterio unificado.

Existen dos procedimientos básicos que pueden utilizarse en el cálculo de indicadores e índices de daño.

- a) Basados en la relación demanda versus capacidad o no acumulativos.
- b) Basados en la degradación de alguna propiedad estructural o acumulativos.

El daño mediante estos procedimientos puede ser calculado a nivel de subestructura, miembro o a nivel total de la estructura. El primer procedimiento se basa en la relación existente entre la demanda y la capacidad, vale la pena decir que la variable de demanda es determinada por la acción sísmica y la capacidad es una variable determinada por la capacidad de soporte de la estructura. El segundo procedimiento en cambio, tiene como parte esencial el progreso de degradación de alguna propiedad estructural, considerando el proceso acumulativo de toda la historia de carga.

Lo que realmente nos interesa en este estudio son el índice de daño global o a nivel de la estructura ya que es un estudio de vulnerabilidad a gran escala, por lo que se obviará los diferentes índices de daño propuestos a nivel de subestructura o de miembro.

2.5.3.1 Índices de daño global

Actualmente existen dos formas generales de evaluar el daño global de una estructura. La primera es a partir del daño local de los distintos elementos mediante

una integración del mismo a toda la estructura, y la segunda es directamente evaluar el daño global a través de la variación de alguna propiedad estructural, generalmente las características modales.

2.5.3.1.1 Índices Globales Basados en Promedios Ponderados

Para obtener el daño global a partir del daño local, se hace uso de funciones de ponderación y se calcula el daño global como un promedio ponderado del daño local de los distintos elementos y además definir una función de ponderación apropiada que permita proporcionar mayores pesos a las zonas con mayor potencial de daño. Hay distintos criterios para la ponderación, pero el más utilizado es la función de energía Park, Ang y Wen 1985, Chung 1989, Kunnath 1990 El índice de daño por piso se calcula como:

$$D_{piso} = \frac{\sum Di * Ei}{\sum Ei} \quad (2.1)$$

Donde D_i es el daño local en el punto de evaluación i , E_i es la energía total absorbida en el punto i . Generalmente los puntos i son las articulaciones plásticas en los extremos de vigas y columnas, que son las ubicaciones en donde se concentra el comportamiento inelástico en las estructuras de tipo porticado. Para obtener el índice global de la estructura se procede de la misma forma:

$$D_{global} = \sum_{j=1}^N \frac{E_j}{\sum E_j} * D_j \quad (2.2)$$

Donde N es el numero de pisos, D_j es el índice de daño del piso j obtenido a partir de la ecuación (2.1), E_j es la energía absorbida por el piso j .

Bracci (1989) para la evaluación del índice de daño global utiliza una ponderación adicional, basada en la ecuación anterior y en otras relaciones de ponderación que den mayor importancia a ciertos elementos o pisos de los cuales depende en gran manera la estabilidad global. Por ejemplo, un daño severo en las columnas de todo un piso puede generar un mecanismo de traslación de columnas y el consecuente colapso del edificio. Así mismo, un daño severo en el piso inferior de una estructura puede provocar su colapso, a pesar de que otros pisos no presenten daño significativo. Así el daño producido por un piso se describe de la siguiente manera:

$$D_{\text{piso}} = \frac{\sum w_i * D_i^{(b+1)}}{\sum w_i * D_i^b} \quad (2.3)$$

Donde w_i se define como la carga gravitatoria soportada por el elemento i , dividida por el peso total de la estructura. Un valor alto de b resalta los elementos mas altamente dañados de un piso. La forma más simple de esta expresión se obtiene haciendo $b=1$ y w_i proporcional a D_i . Estas asunciones simplificadorias han sido utilizadas por Park. (Park Y. J, 1985), resultando la siguiente ecuación para el índice global de daño:

$$D_{\text{piso}} = \frac{\sum D_i^2}{\sum D_i} \quad (2.4)$$

2.5.3.1.2 Índices Globales Basados en los Parámetros Modales

Una forma más rápida de evaluar un índice de daño global de la estructura es en base al cambio de los parámetros modales durante un sismo. Esto evita el cálculo y promediado de índices de daño locales y realiza una estimación directa del índice de

daño global de la estructura, que es sin duda alguna un método más conveniente para evaluar daño a mampostería en un estudio de vulnerabilidad a gran escala.

2.5.3.1.3 Índices Basados en la Capacidad

Para encontrar un índice de daño directamente sin utilizar índices locales de daño es necesario construir la curva de capacidad, relacionando el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el extremo superior de dicha estructura, que es lo que se conoce como análisis **Pushover**. Para el trazado de la curva de capacidad se aplican cargas laterales incrementales. A partir de la curva de capacidad, se determina el punto en el cual la estructura ingresa en el rango no lineal (**y**) y el punto de falla de la estructura (**u**), es decir la curva debe ser de tipo bi-lineal. El índice de daño global puede calcularse aplicando el modelo de Roufaiel y Meyer (1987), definido como:

$$D_{global} = \frac{d_R - d_y}{d_u - d_y} \quad (2.5)$$

Donde **d_R** es el desplazamiento lateral máximo en la parte superior de la estructura, **d_y** el desplazamiento de fluencia, se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en el que el primer elemento entra en el rango inelástico. **d_u** el desplazamiento ultimo, en donde es necesario establecer algún criterio de fallo, Roufaiel y Meyer (1987) proponen tomar **d_u = 0.06*H**, donde **H** es la altura total de la edificación.

Hasselmann (1980) proponen un índice similar pero utilizando el cortante basal en la estructura.

$$D_{global} = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad (2.6)$$

Donde **V_m** es el cortante basal máximo lateral.

Este índice de vulnerabilidad se encuentra normalizado por lo cual varía entre 0 para no daño y 1 para el colapso de la estructura.

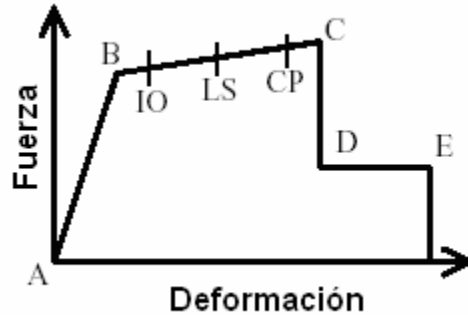


Figura 2.10 Fuerza – deformación de análisis Pushover

2.5.3.1.4 Índices de Ablandamiento

Los daños ocasionados en una estructura producen un cambio de las características dinámicas de la misma. Generalmente el periodo natural de la estructura incrementa debido a la degradación de la rigidez y también el incremento del amortiguamiento (disipación de energía) de la estructura. El amortiguamiento sufre muchos cambios debido a diferentes factores por eso las investigaciones se han dirigido a plantear índices globales de daño con base al cambio de los periodos de la estructura. El objetivo de este planteamiento es calcular índices de daño rápidamente después de un evento sísmico. Una de las primeras propuestas en esta dirección fue hecha por Roufaiel y Meyer (1987) en el encuentran una fuerte correlación entre el máximo desplazamiento de piso y la relación de frecuencia fundamental de la estructura dañada, que puede expresarse como:

$$\bar{d}_R = 1 + 14.2 * (\bar{w} - 1) \quad (2.7)$$

Con:

$$\bar{d}_R = \frac{d_R}{d_y} \quad \bar{w} = \sqrt{\frac{w_e}{w}} \quad (2.8)$$

Donde:

d_R = Máximo desplazamiento de piso.

d_y = Desplazamiento en el comienzo de la fluencia.

w_e = Frecuencia fundamental de la estructura sin daño.

w = Frecuencia fundamental actual de la estructura.

El desplazamiento máximo de piso a partir de la ecuación 2.7 y 2.8 queda de la siguiente manera.

$$d_R = d_y * [1 + 14.2 * (\bar{w} - 1)] \quad (2.9)$$

Remplazando la ecuación 2.9 en la ecuación 2.5 se obtiene un índice de daño global como:

$$D_{global} = \frac{14.2 * d_y * \left(\sqrt{\frac{w_e}{w}} - 1 \right)}{d_u - d_y} \quad (2.10)$$

Otra propuesta importante es la de los tres índices de ablandamiento de Dipasquale y Cakmak (1987,1988) los cuales se basan en la evolución del periodo natural de la estructura.³¹

$$\text{Índice de ablandamiento máximo } D_m = 1 - \frac{T_a}{T_m} \quad (2.11)$$

$$\text{Índice de ablandamiento plástico } D_m = 1 - \left(\frac{T_d}{T_m} \right)^2 \quad (2.12)$$

³¹ DIP, Oscar, INAUDI, José A. Y DANESI, Rodolfo F. INDICES DE DAÑO SISMICO: REVISION DEL ESTADO DELARTE Y PROPUESTA DE INDICE DE DAÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA ESTRUCTURAS DE PUENTES. Argentina Universidad Nacional. Pág. 9-11.

Índice de ablandamiento final
$$D_m = 1 - \left(\frac{T_a}{T_m} \right)^2 \quad (2.13)$$

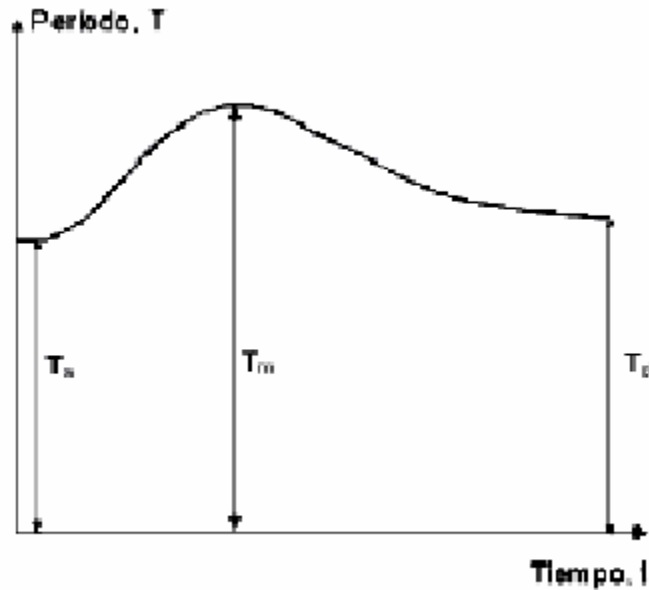


Figura 2.11 Variación del periodo natural de la estructura durante un sismo.

2.6 CLASIFICACIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD

Se encuentran diferentes formas de clasificación de las metodologías o técnicas para la evaluación de la vulnerabilidad de una estructura existente, se establecerá una clasificación según diferentes criterios:

2.6.1 En Función del Tipo de Resultado

Esta clasificación fue propuesta por Corsanegro y Petrini (1990) es una de las más reconocidas y completas que se encuentran hasta el momento. Las técnicas para la

evaluación de la vulnerabilidad sísmica las divide en cuatro grandes grupos: *Técnicas directas, Indirectas, Convencionales y Híbridas.*

2.6.1.1 Técnicas Directas

Realizan una predicción directa, del daño producido por un sismo. Los métodos mas frecuentes utilizados en esta técnica son los mecánicos y los tipológicos o estadísticos.

2.6.1.1.1 Técnicas tipológicas o estadísticas

Consideran las estructuras a través de tipos o clases que se clasifican según sus materiales, técnicas de construcción y otros factores que influyen el comportamiento de una edificación frente a un sismo. Se define la vulnerabilidad como la probabilidad de que una estructura de cierto tipo, alcance un nivel de daño frente a una intensidad sísmica dada. Las evaluaciones de daño se obtienen a través de diferentes formas, ya sea a través de la observación de daño en edificaciones en sismos pasados, esta técnica puede denominarse método de *vulnerabilidad observada empírica*, o cuando emplean el conocimiento y experiencia de expertos en la evaluación de daño, éstos se denominan *subjetivos*. Es de aclarar que estos métodos no pueden ser aplicados a edificaciones individuales, debido a que esta técnica es puramente probabilística; por el contrario son bastante útiles a la hora de evaluar edificaciones a gran escala, donde la aplicación de otro método puede resultar demasiado costoso. Una de las desventajas de esta técnica es que solamente es aplicable a la región de donde provienen los datos.

2.6.1.1.2 Métodos Mecánicos

Debido a que los sismos son de alguna manera demasiado esporádicos, es decir puede que no sucedan nunca durante el periodo de vida de una estructura, se han desarrollado técnicas de análisis estructural y de laboratorio que logran simular de

manera matemática o mecánica los efectos que puede lograr un terremoto a una estructura. Este tipo de técnicas se conocen también como de *vulnerabilidad calculada o teórica*, a continuación describiremos algunas desventajas y ventajas de esta técnica.

- Está limitada a estructuras cuyo comportamiento sísmico, pueda ser simulado por modelos teóricos.
- Es probable que pueda ser la única alternativa para zonas de baja ocurrencia sísmica, donde no existe datos sobre el daño provocado a tipologías estructurales.
- Esta clase de métodos requieren de un alto costo especialmente si se va implementar a gran escala.
- La Incertidumbre en la fiabilidad y exactitud, tanto de los modelos matemáticos y mecánicos de la estructura como los índices de daño utilizados.
- Otra incertidumbre es la definición de la acción sísmica y la selección de los movimientos del terreno.

Los procedimientos de análisis más utilizados en esta técnica son: *Análisis lineal (Estático y Dinámico)*, *Análisis no lineal (Estático y Dinámico)*.

2.6.1.2 Técnicas Indirectas

Se calcula un índice de vulnerabilidad en primera instancia, para luego establecer una relación con el índice de daño por medio de una intensidad o magnitud sísmica, mediante estudios post-terremotos y estudios estadísticos. En su concepción original esta técnica está diseñada exclusivamente para estudios de vulnerabilidad sísmica a gran escala. Un ejemplo claro de esta metodología es el método de índice de vulnerabilidad (que también es clasificado como método de inspección y puntaje según la fuente de información), este método será detalladamente descrito en capítulos posteriores.

2.6.1.3 Técnicas Convencionales

Establecen un índice de vulnerabilidad independiente de la predicción de daño. Son esencialmente heurísticos, es decir buscan la solución del problema mediante métodos no rigurosos como por tanteo o reglas empíricas, son aplicables exclusivamente a estudios de vulnerabilidad a gran escala. Se utilizan para comparar las edificaciones de una misma zona, pero son difíciles de comparar cuando se evalúan para edificaciones de diferentes tipologías estructurales, debido a la diferencia en los factores a considerar en la evaluación. Existen básicamente dos grupos de métodos.

- Los que se basan en calificar empíricamente los diferentes características físicas de la estructura.
- Y los que se basan en los mismos criterios propuestos por las normativas de sismo-resistencia, que evalúan la relación demanda/capacidad de las edificaciones de de manera simplificada como por ejemplo utilizando los cortantes basales, distribuidos como fuerzas horizontales equivalentes o mediante un análisis modal.

Un ejemplo de este tipo de métodos son los propuestos por el Applied Technology Council de los Estados Unidos. En el primer grupo se incluyen el método ATC-13 que se deriva a partir del juicio de expertos, generando unas matrices de probabilidad de daño para más de 40 tipologías estructurales diferentes para California, y el segundo grupo se incluyen el ATC-3, ATC -14 , ATC-22.

2.6.1.4 Técnicas Híbridas

Presentan una combinación de las técnicas anteriores. Un ejemplo de este tipo de técnicas es el que se va implementar en el desarrollo de esta tesis.³²

³² YÉPEZ MOYA, Fabricio, METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULENRABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION, Barcelona, Julio de 1996 Pág. 35-37. Ricardo León Bonett Díaz. VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE

2.6.2 En Función de la Fuente de Información.

Existen otro esquema de clasificación de las técnicas o métodos de análisis de la vulnerabilidad sísmica, que corresponde a la propuesta por Dolce 1994 quien las agrupa en función de la fuente de información.

2.6.2.1 Métodos Empíricos

Poseen un alto grado de subjetividad, se encuentran basados principalmente en el conocimiento del comportamiento sísmico de tipologías de edificaciones y la caracterización de las falencias sísmicas de la estructura. Se usan cuando no se cuenta con información detallada del diseño estructural o cuando no se necesita unos resultados bastante precisos y/o para evaluaciones preliminares. Este tipo de métodos son más apropiados para la evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones a gran escala, debido a la relativa facilidad de estos para analizar un gran número de estructuras a menor costo. Estos se dividen en *Métodos de caracterización y de inspección y puntaje*.

2.6.2.1.1 Métodos de Categorización o Caracterización

Clasifica las edificaciones según su tipología en clases de vulnerabilidad atendiendo a la experiencia sobre el desempeño sísmico de edificaciones de estructuras similares frente a una intensidad sísmica. El resultado es subjetivo por lo tanto es aplicable solamente para evaluaciones preliminares. Un ejemplo de esta metodología es la propuesta por la EMS-98, en donde se clasifica los tipos estructurales de acuerdo a su vulnerabilidad.

2.6.2.1.2 Métodos de inspección y puntaje

Permiten caracterizar las deficiencias sísmicas potenciales de una edificación, atribuyéndole a cada componente significativo de la edificación un valor numérico, que ponderado en función de su importancia conduce al cálculo del índice de vulnerabilidad. Un ejemplo de esta metodología fue propuesto por un grupo de investigadores italianos en 1982 (*Gruppo Nazionale per la Difesa dai terremoti*), que desarrollo a partir de la información de daño en edificios, provocados por terremotos desde 1976, a partir de esta información se elaboro una gran base de datos con el índice de vulnerabilidad de cada edificio y el daño sufrido por terremotos de determinada intensidad.

2.6.2.2 Métodos Analíticos o Teóricos

Evalúan la resistencia estimada de la estructura a los movimientos del terreno utilizando como base modelos mecánicos de respuesta estructurales e involucrando las propiedades mecánicas de los materiales que componen la estructura. Constituyen un enfoque muy completo exigente y costoso, generalmente son muy laboriosos y dependen del grado de sofisticación de la evaluación, de la calidad de la información y de la veracidad de los modelos empleados.

2.6.2.3 Métodos Experimentales

Se realizan ensayos dinámicos para determinar las propiedades de la estructura y/o sus componentes. Generalmente ensayos “in situ” involucrando aspectos importantes como la interacción suelo estructuras y la incidencia de elementos no estructurales etc. Aunque los resultados no son determinantes pueden orientar el

criterio sobre el estado de la edificación y los posibles efectos que han producido sismos pasados sobre la estructura.³³

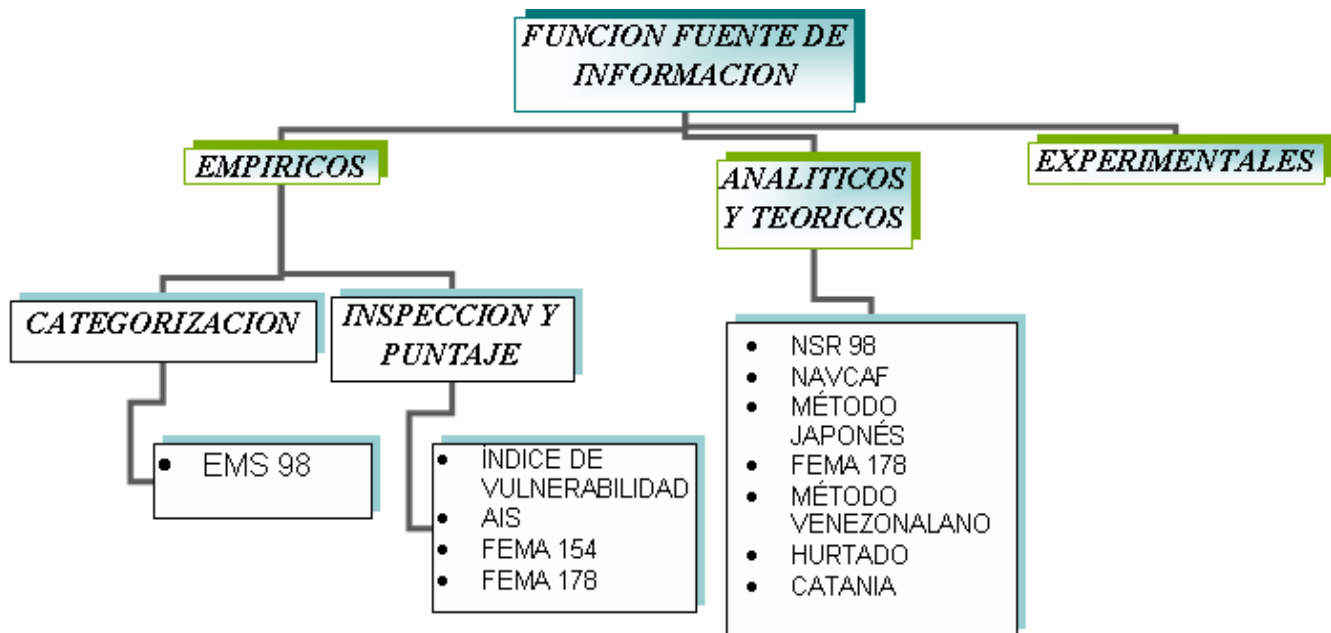


Figura 2.12 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad en función de la fuente de información.

³³ SAFINA MELONE, Salvador. VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES ESENCIALES ANALISIS DE SUS CONTRIBUCCION AL RIESGO SISMICO. Barcelona Diciembre del 2002. Capitulo 5 Pág. 45-48.

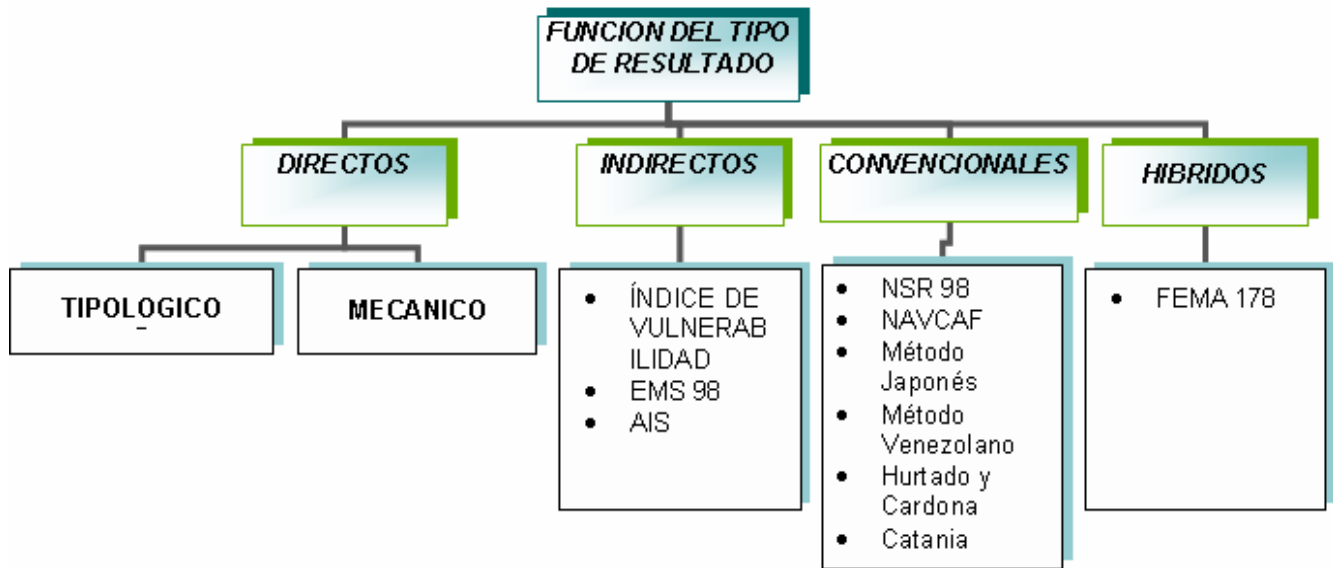


Figura 2.13 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad en función del tipo de resultado.

2.7 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

2.7.1 Métodos de Generación

El resultado final en un estudio de vulnerabilidad es el índice de daño que sufrirá una tipología estructural específica, sometida a una determinada acción sísmica. Este resultado puede obtenerse mediante dos procedimientos la primera mediante las denominadas matrices de probabilidad de daño, y la segunda a través de las funciones de vulnerabilidad. Los principales métodos utilizados para la generación de las matrices de probabilidad de daño o funciones de vulnerabilidad, difieren básicamente en los datos de entrada y el método de obtención de las probabilidades asociadas a cada estado de daño, estos son: 1) Métodos basados en observaciones de campo, 2) Métodos experimentales, 3) Métodos basados en la opinión de expertos y 4) Métodos analíticos.

2.7.1.1 Métodos Basados en Observaciones de Campo

Para aplicar estos métodos, las estructuras de la zona de estudio se clasifican por tipologías y sub-tipologías de acuerdo a las principales características geométricas (altura, área en planta, número de pisos) y aspectos relacionados con el uso de la edificación o importancia de la misma. En cuanto a la intensidad del movimiento esta se analiza por cada una de las zonas en donde se encuentren las estructuras a involucrar en el estudio, así a partir de los daños observados en inspecciones a edificaciones después de la ocurrencia de un sismo es posible generar las matrices de probabilidad de daño o funciones de vulnerabilidad ante las diferentes tipologías estructurales establecidas con anterioridad.

Este tipo de métodos requieren de la participación de expertos en el diseño, análisis y patología de estructuras para poder elaborar los formularios de Inspección que permiten describir los daños observados. Generalmente, estos formularios se componen de una serie de preguntas, tipo test, las cuales pueden ser luego utilizadas para relacionar los daños observados con el grado de deterioro de la estructura, lo aconsejable es que estos formularios sean utilizados por profesionales especializados en el tema para reducir las incertidumbres asociadas al carácter subjetivo de estos métodos.

El procedimiento resumido para establecer las funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño a partir de la observación de campo es el siguiente.

Para matrices de probabilidad de daño

- Para un sismo determinado se determina el parámetro que determina la intensidad, que puede ser la aceleración pico efectiva a_i registrada en cada zona.

- Determinación del número de estructuras N_k sometidas a una aceleración máxima del terreno igual a_i .
- Definición y descripción del número de estados discretos de daño ED_j .
- Calculo de numero de estructuras m_1 que excede los estados de daño ED_j para cada a_i .
- Para cada estado de daño ED_j , se estima la probabilidad de fallo f_i de la estructura cuando se ve sometida a un sismo con una aceleración a_i mediante la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{m_1}{N_k} \quad (2.14)$$

- Ajuste de una función de distribución para el grupo de datos (a_i, f_i) correspondiente a cada estado de daño ED_j .

Para el caso de funciones de vulnerabilidad

- Para el sismo se determina la intensidad o su aceleración pico efectiva.
- Se realiza una inspección a las edificaciones afectadas por el sismo, con los formularios de daño y vulnerabilidad o calidad de la estructura. Debe buscarse que los datos generados estén en todo el rango de vulnerabilidad y daño.
- Se grafica vulnerabilidad versus daño y se genera una regresión que mejor se ajuste a los datos.

2.7.1.2 Métodos Experimentales

El mismo procedimiento utilizado a partir de observaciones de daño, puede ser empleado para los datos obtenidos en ensayos de laboratorio, en este caso el rango de aceleraciones y el tipo de estructuras puede ser establecido previamente. Por lo general los ensayos resultan muy costosos y limitados, debido a que el número de datos de daño, es igual al número de ensayos.

En la actualidad existen dos tipos de procedimientos para realizar estos ensayos:

1. Ensayos de carga monotónica creciente mediante actuantes de carga o de desplazamiento.
2. Ensayos sobre mesa vibratoria.

El segundo tipo de métodos es más ajustable a la realidad debido a que representan una forma más conveniente de la acción sísmica.

2.7.1.3 Métodos a Partir de la Opinión de Expertos

Estimar las probabilidades de daño o el daño a una tipología estructural, frente a una acción sísmica, es posible a partir de consultas a expertos de análisis, diseño o patología estructural, realizando unas series de preguntas del comportamiento estructural de la tipología a considerar. Con la recopilación de esta información se puede establecer un parámetro cuantificador de daño, en función de la intensidad sísmica. Al establecer este cálculo a todas las tipologías y sub-tipologías se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajustan a una distribución de probabilidad, que según diferentes estudios generalmente es la Beta. Luego deben establecerse los estados discretos de daño y para cada estado establecer un rango del parámetro cuantificador de daño, la probabilidad de daño para cada estado se realiza haciendo la integración de la función de probabilidad entre los límites respectivos del estado de daño.

2.7.1.4 Métodos Analíticos

Este tipo de métodos pueden ser utilizados para zonas donde no se dispone de observación de daño debido a sismos, ni de ensayo de laboratorio. Estos se basan en la utilización de modelos numéricos de dos tipos *probabilistas* y *deterministas*. Los resultados son muy sensibles a los modelos que se generan para representar la estructura y a la acción sísmica, por lo tanto deben utilizarse modelos que

representen de mejor forma el comportamiento de la estructura y el movimiento del terreno. Sin embargo constituye en algunas ocasiones la única alternativa para los estudios de vulnerabilidad.³⁴

Luego de establecer las múltiples formas de obtener matrices de probabilidad de daño y funciones de vulnerabilidad, ahora si procedamos a definir, específicamente que son matrices de probabilidad de daño y funciones de vulnerabilidad.

2.7.2 Matrices de Probabilidad de Daño

Las matrices de probabilidad de daño expresa una probabilidad discreta de la distribución de daño, para un tipo de estructura y una intensidad sísmica dada. Es decir expresan la probabilidad condicional $P[D = j\{i\}]$ de obtener un nivel de daño en una determinada tipología igual a j , dado un terremoto de tamaño i . En la Tabla 2.2 se muestra un ejemplo de una matriz de probabilidad de daño para una estructura hipotética.

Tabla 2.2 Ejemplo de una matriz de probabilidad de daño. Tipología: Edificio de hormigón armado

NIVEL DE DAÑO J	INTENSIDAD DEL SISMO I		
	0.06g	0.12g	0.24g
1. Ninguno, menor	0.75	0.24	0.1
2. Ligero, moderado	0.24	0.6	0.45
3. Serio, grave	0.01	0.155	0.4
4. Colapso	0.0	0.005	0.05

³⁴ BONETT DÍAZ, Ricardo León. VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE EDIFICIOS. APLICACIÓN A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA. Barcelona, Octubre. 2003 Capitulo 4.

Entre los principales aportes en este sentido se destacan las matrices de probabilidad de daño propuestas en el documento ATC -13 1985 que se basa en el juicio y la experiencia de eminentes expertos en la materia, se definen mas de 40 topologías de edificaciones, además de otros tipo de estructuras como puentes, presas, túneles etc. La acción sísmica se define a través de escala modificada de Mercalli (IMM) para los grados comprendidos entre VI y XII. Se plantean 7 estados discretos de daño con un factor central de daño. A continuación se muestra en la Tabla 2.3 la forma general de la matriz de probabilidad de daño para una edificación de hormigón armado, alta, a base de pórticos, sin capacidad dúctil.

Tabla 2.3 Forma general de la MPD propuesta en la ATC -13

ESTADO DE DAÑO	RANGO FACTOR DE DAÑO (%)	FACTOR CENTRAL DE DAÑO (%)	PROBABILIDAD DE DAÑO EN PORCENTAJE IMM Y EL ESTADO DE DAÑO							
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1-Sin daño	0	0	0.1							
2-Mínimo	0-1	0.5	27	2.2						
3-Ligero	1-10	5	72.9	89.3	32.2	3.0				
4-Moderado	10-30	20		8.5	66.9	68.1	19.9	3.9	0.1	
5-Pesado	30-60	45			0.9	28.9	74.2	57.8	12.4	
6-Mayor	60-100	80					5.9	38.3	84.3	
7-Destrucción	100	100								3.2

2.7.3 Funciones de Vulnerabilidad

Una función de vulnerabilidad es una relación matemática que expresa de forma continua el daño que puede sufrir un tipo de estructura específico, cuando se somete una sollicitación sísmica de determina intensidad. Las funciones de vulnerabilidad se deducen por medio de una regresión estadística de los datos de daño observado o generadas, como el caso del presente estudio, artificialmente por simulación. Una de sus principales variantes constituyen las funciones de vulnerabilidad que relacionan un índice de vulnerabilidad **V** con un índice de daño **D** condicionado por un parámetro que describe el movimiento del terreno, este parámetro puede ser la

aceleración máxima **Aa**, o una de las escalas de intensidad sísmica, tales como MSK y MMI.

A continuación se describen diferentes tipos de regresiones propuestas para las funciones de vulnerabilidad para estructuras de mampostería no reforzada.

Cartapati³⁵ propone curvas como las de la Figura 2.14 de regresión teórica que se definen con base en las siguientes consideraciones.

- La vulnerabilidad **V** se definen una escala de 0 a ∞ .
- El daño **D** se define en una escala de 0 hasta 1.
- Cuando la vulnerabilidad es nula el daño esperado debe ser cero, es decir la curva debe pasar por el origen de coordenadas.
- Cuando la vulnerabilidad se incrementa, el daño también debe incrementarse.
- Cuando la vulnerabilidad es pequeña el daño esperado debe ser casi inexistente; es decir, la curva debe ser tangente al eje de las abscisas en el origen.

Todas las anteriores características cumplen con el siguiente tipo de regresión.

$$D = \left(1 - e^{-\alpha * V}\right)^{\beta}, \quad \beta > 1 \quad (2.15)$$

³⁵ CARTAPATI, E., CHERUBINI, A, ZINGALI, A. VULNERABILTY-DAMAGE CORRELATIONS IN A MANSORY BUILDING SAMPLE AFTER NOVEMBER 1980 EARTHQUAKE IN IRPINIA, ITALY. Lisbon 1986 Vol. 2 Topic 4 Págs. 15-22

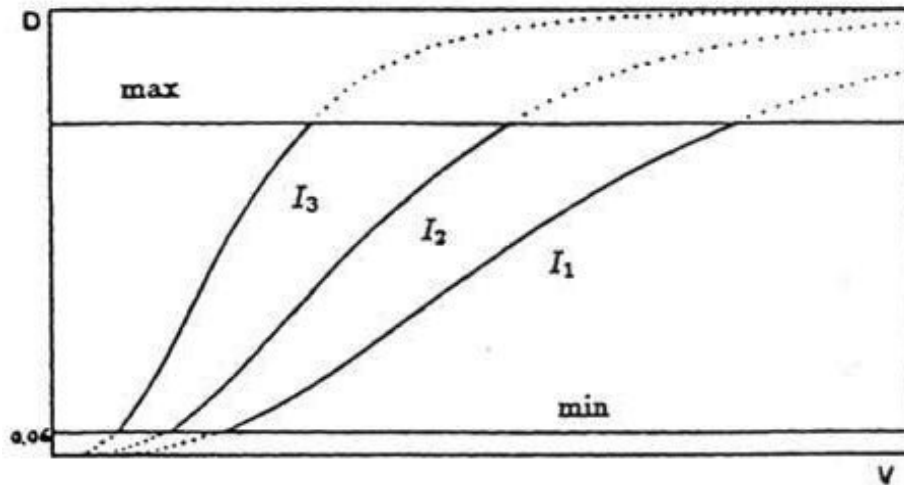


Figura 2.14 Funciones de vulnerabilidad teórica propuestas por Cartapati (Aguiar)

2.7.3.1 Funciones de Vulnerabilidad Observada

La regresión teórica propuesta Cartapati no se utiliza en la práctica para casos reales, por el contrario se utiliza regresiones mas simple como la lineal.

$$D = a + b * (Aa) \quad \mathbf{Aa}, \text{ Aceleración máxima del terreno} \quad \mathbf{(2.16)}$$

Por ejemplo las funciones de vulnerabilidad propuestas por Guagenti y Petrini 1989³⁶ Figura 2.15, donde el daño D se basa en una relación lineal y los coeficientes de correlación **a** y **b** varían de acuerdo a la vulnerabilidad (Tabla 2.4).

³⁶ GNDT(Italia), DISTRIBUZIONE NAZIONALE DELLA VULNERABILITA' MEDIA COMUNALE, Fabrizio Meroni, Vincenzo Petrini, Gaetano Zonno, Capitolo 6 Págs. 6-15

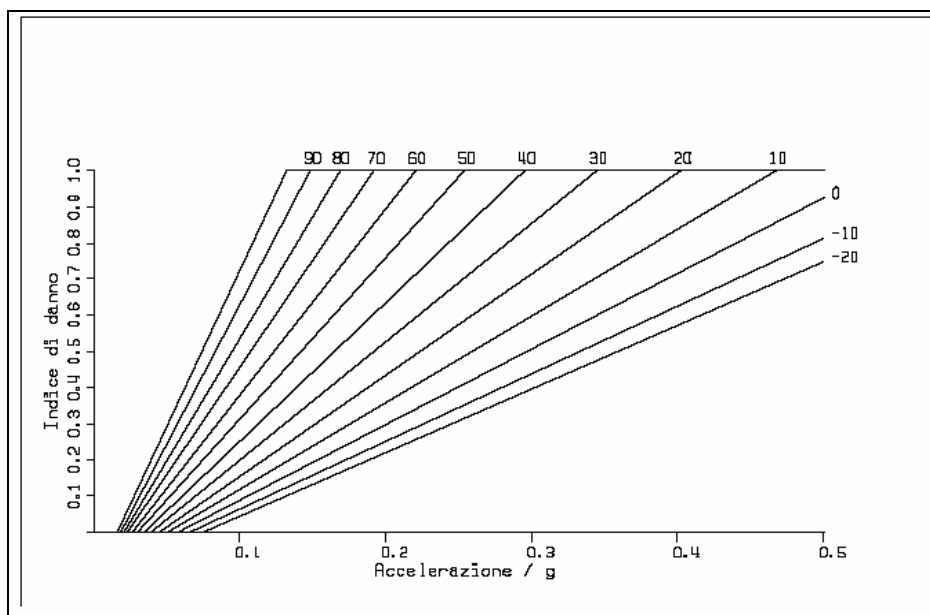


Figura 2.15 Funciones de vulnerabilidad que relaciona índice de vulnerabilidad, daño y aceleración del terreno, para edificaciones de mampostería con parámetros estimados en los datos de las comunidades de Venzone, Tarcento, San Daniele e Barrea (da Grimaz. 1997)

Tabla 2.4 Correlaciones de daño y **Aa** según la vulnerabilidad.

Índice de Vulnerabilidad normalizado	Ecuación de la recta
100	Índice de Daño = 8.6154*(a/g) - 0.1231
90	Índice de Daño = 7.6712*(a/g) - 0.1371
80	Índice de Daño = 6.7470*(a/g) - 0.1325
70	Índice de Daño = 5.8947*(a/g) - 0.1368
60	Índice de Daño = 5.1376*(a/g) - 0.1376
50	Índice de Daño = 4.5161*(a/g) - 0.1452
40	Índice de Daño = 3.8356*(a/g) - 0.1301
30	Índice de Daño = 3.2845*(a/g) - 0.1261
20	Índice de Daño = 2.7861*(a/g) - 0.1194
10	Índice de Daño = 2.4086*(a/g) - 0.1226
0	Índice de Daño = 2.0786*(a/g) - 0.1188

Angeletti³⁷ Propone a raíz de varios análisis de levantamientos de daño después de los terremotos de las localidades de Venzone y Barrea en Italia una función para la regresión de vulnerabilidad del tipo.

³⁷ ANGELETTI, P., BELLINA, A., GRANDORI, E., MORETTI, A., PETRINI, V COMPARISON BETWEEN VULNERABILITY ASSESEMENT AND DAMAGE INDEX, SOME RESULTS, Tokio 1988 Vol 7 pags 181-186.

$$D = 100 * \left[\rho + k * V + \frac{V^2}{V^2 + A^2} \right] \quad (2.17)$$

En donde los coeficientes ρ , k y A dependen de la intensidad sísmica I como en la Tabla 2.5. En esta Tabla se muestra el valor de dichos coeficientes para diferentes grados de intensidad sísmica en la escala MCS, que según el manual práctico de observación sismológica de la WDC-A es equivalente a la escala MSK³⁸.

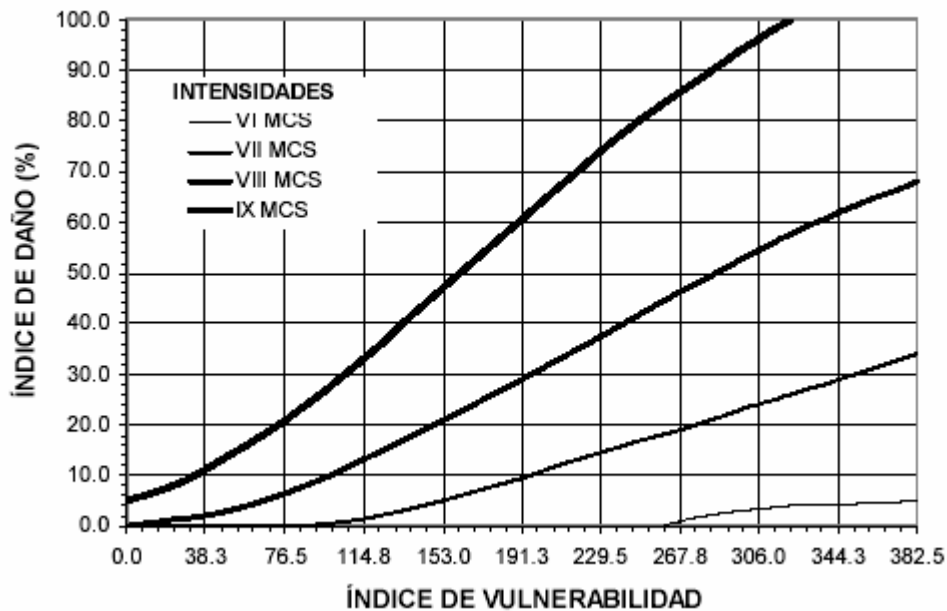


Figura 2.16 Funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti

Tabla 2.5 Coeficientes de regresión para las funciones de vulnerabilidad de Angeletti

I	ρ	k	A
6	-0.08934	-0.00115	-325.75729
7	-0.03505	-2.07E-5	-484.56637
8	-0.00861	4.643E-4	-369.08006
9	0.05	0.00108	-259.31143
10	0.17	0.00239	-211.40255

³⁸ WDC-A MANUAL OF SEISMIC OBSERVATORY PRACTICE, REPORT SE-20 World Data Center A for Solid Herat Geophysics, Boulder, 1979.

2.7.3.2 Funciones de Vulnerabilidad Calculada

F. Yépez³⁹ Generó funciones de vulnerabilidad a través de la simulación para estructuras de mampostería y hormigón armado, que es el estudio en cual se fundamenta esta tesis. Solo se esbozaron las funciones construidas para mampostería no reforzada.

El estudio empezó por realizar un estudio post- terremoto después de la ocurrencia de dos sismos en la región de Almería 1993 y 1994 (al sudoeste de España) cuya máxima intensidad fue estimada de VII en la escala MSK, este estudio se basaba en el levantamiento de daño y vulnerabilidad para estructuras de hormigón armado y mampostería no reforzada, ambos casos fueron realizados a través de los formularios de la metodología italiana (Formulario Nivel 1 para daño y Nivel 2 para vulnerabilidad).

Luego de calcular los índices de daño y vulnerabilidad, se procedió al análisis estadístico, obteniendo una función de vulnerabilidad de grado tres para mampostería no reforzada con una intensidad VII en la escala de MSK, generándose la primera función de vulnerabilidad observada, fuera del territorio italiano y también la primera en España (Figura 2.17). Se estableció una comparación con las propuestas por Angeletti para las intensidades VI, VII, VIII en la escala MCS. La comparación es posible debido a lo dicho anteriormente que existe similitud entre la escala MCS y MSK.

³⁹ YÉPEZ MOYA, Fabricio, METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULENRABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION, Barcelona, Julio de 1996.

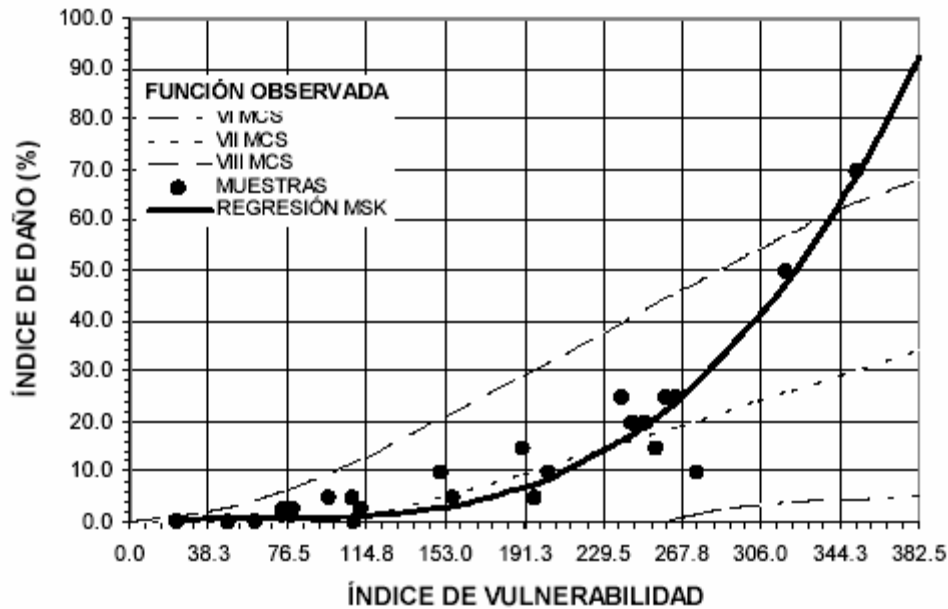


Figura 2.17 Función de vulnerabilidad observada para edificios de mampostería no reforzada en España para un nivel de intensidad de VII en la escala MSK (Yepez 1994). Las líneas punteadas son las funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti 1988.

A continuación se presenta la regresión de grado tres para la función de vulnerabilidad observada para estructuras de mampostería no reforzada en España.

$$D(\%) = 0.03 * V - 5.03 \times 10^{-4} * V^2 + 2.76 \times 10^{-6} * V^3 \quad (2.18)$$

Con los levantamientos de daño solo fue posible obtener una función de vulnerabilidad para una intensidad de grado VII. Para generar otras funciones para otros grados de intensidad fue necesario recurrir a la simulación. Primero se generó una función de vulnerabilidad simulada para una intensidad de grado VII, para calibrarla con la observada, procediendo de la siguiente manera:

- Se generaron 60 edificaciones hipotéticas de manera aleatoria que representan las características de la zona. Las variables utilizadas para generar las diferentes edificaciones hipotéticas responden a una distribución de probabilidad uniforme.

- Se calculó los índices de vulnerabilidad con base a las variables aleatorias establecidas.
- Se construyeron los modelos de las edificaciones con base en las mismas variables aleatorias. Para calcular los índices de daño, se utilizó el modelo teórico de Abrams para mampostería no reforzada y se tuvo en cuenta una ponderación de los índices de daño por piso, para obtener el índice de daño global.
- Con los datos obtenidos se graficaron los puntos correspondiente a vulnerabilidad y daño y se estableció una curva como en la Figura 2.18.

Luego se estableció un proceso de calibración de la función calculada consistente en que esta coincidiera con la observada, esta calibración se planteo a través de la corrección de los pesos de los 11 parámetros que consta la metodología italiana, se realizaron dos iteraciones para la corrección de los pesos hasta que la calculada fuera muy similar a la observada, se obtuvo un coeficiente de correlación entre las dos funciones del 90%.

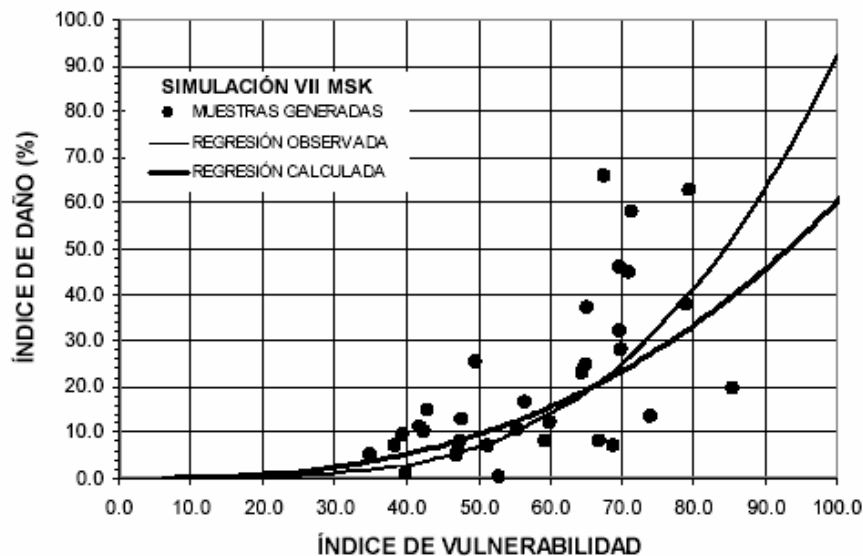


Figura 2.18 Funciones de vulnerabilidad simulada para la intensidad VII, (curva gruesa) función de vulnerabilidad observada (curva delgada). (Yepez 1996)

Una vez terminado el proceso de simulación de la función de vulnerabilidad para la intensidad VII, se procedió a realizar otras funciones para los grados de intensidad

VI, VIII, IX con los pesos del índice de vulnerabilidad corregidos anteriormente y se simularon 2000 edificaciones hipotéticas. El resultado son las funciones que se muestran en la Figura 2.19, éstas se comparan con las funciones propuestas por Angeletti para establecer diferencias entre las dos regiones.

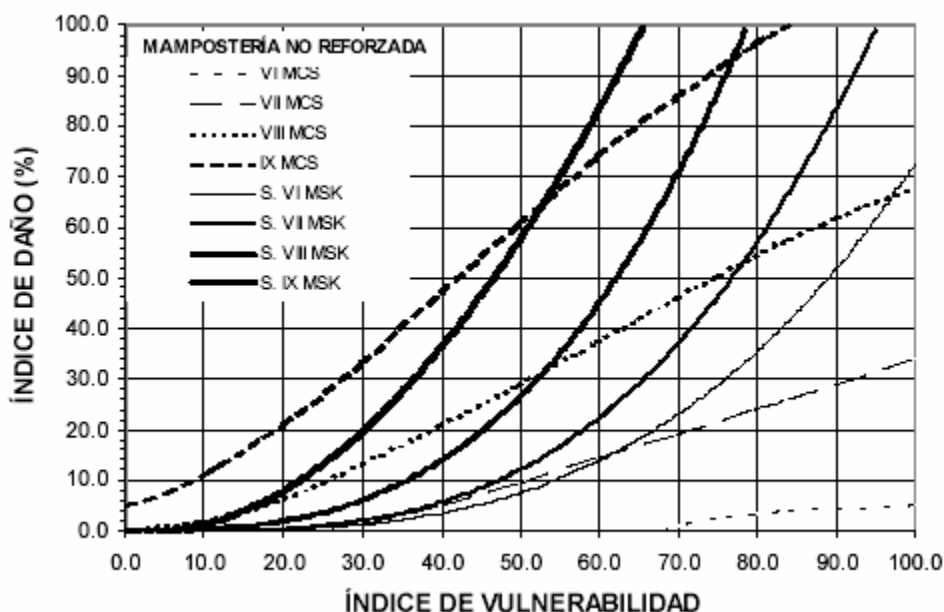


Figura 2.19 Funciones de vulnerabilidad para las edificaciones de mampostería no reforzada para los niveles de intensidad MSK. Líneas punteadas son funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti. (Yepez 1996)

Las funciones de vulnerabilidad obtenidas se representan por regresiones polinómicas de la siguiente forma.

$$D(\%) = a_1 * V + a_2 * V^2 + a_3 * V^3 \quad (2.19)$$

A continuación se presentan el valor de los diferentes coeficientes, para las distintas intensidades y las correlaciones alcanzadas.

Tabla 2.6 Valores de los coeficientes de las funciones de vulnerabilidad para las edificaciones de mampostería no reforzada.

INTENSIDAD	A_1	A_1	A_1	CORREL
VI	0.0048	-0.0014	0.000086	80%
VII	0.0170	-0.0025	0.000140	89%
VIII	-0.0047	-0.0012	0.000190	88%
IX	-0.1500	0.0280	-0.000039	90%

En España existe una *segunda función de vulnerabilidad observada* para edificaciones de mampostería no reforzada generada con la recolección de datos del sismo de Murcia 1999. Los datos generados en Murcia debieron agregarse a los de Almeria, principalmente por dos factores:

- Por casualidad el sismo de Murcia también tuvo una intensidad de VII en la escala MSK.
- Las dos zonas (Almeria y Murcia) son relativamente cercanas, lo que hace que los materiales de construcción y los procesos constructivos sean muy similares.

Estas dos similitudes permiten que la función de vulnerabilidad de Almeria se le agregue datos nuevos correspondientes a los de Murcia, generándose con esto una nueva función de vulnerabilidad para la intensidad VII

En las Figura 2.20 se comparan las funciones de vulnerabilidad de Murcia y Almeria. Y en la Tabla 2.7 se presenta la nueva función de vulnerabilidad obtenida.

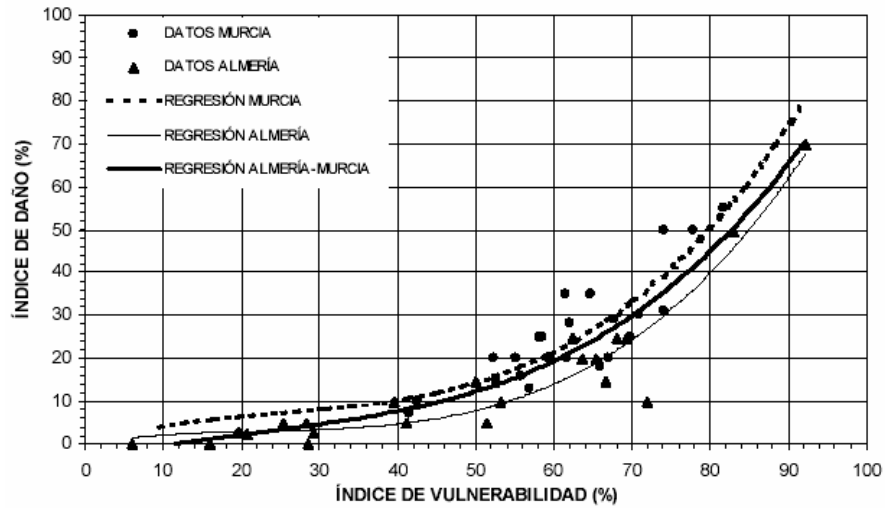


Figura 2.20 Comparación de las funciones de vulnerabilidad obtenidas a partir de los datos de daño observado en los terremotos de Almería y Murcia.

Tabla 2.7 Funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada para una intensidad de VII en la escala MSK.

Zona de estudio	Función obtenida	Correl.
Almería	$D(\%) = 0.03 * V - 5.03 \times 10^{-4} * V^2 + 2.76 \times 10^{-6} * V^3$	89.7%
Murcia	$D(\%) = 0.5501 * V - 1.57 \times 10^{-2} * V^2 + 2 \times 10^{-4} * V^3$	76.43%
Almería-Murcia	$D(\%) = 0.1723 * V - 4.6 \times 10^{-3} * V^2 + 1 \times 10^{-4} * V^3$	83.81%

Por último es conveniente decir que las diferentes funciones de vulnerabilidad, descritas anteriormente solo se pueden aplicar a las zonas donde se realizó el estudio, ya que dependen de factores como el tipo de material, forma constructiva, tipo de suelo y al factor subjetivo de las personas que realizan los levantamientos, entre otras razones, por lo que aplicar estas funciones en otra parte diferente de donde se generaron podría conducir a resultados erróneos e inclusive peligrosos según el objetivo del estudio. Pero como se pudo denotar en las funciones de vulnerabilidad calculadas (F. Yezpez) es posible exportar el método del índice de vulnerabilidad a otras regiones como lo hizo España, que por primera vez obtuvo funciones de vulnerabilidad fuera de territorio italiano aplicando dicha metodología.

2.8 RIESGO

Para el caso particular del fenómeno sísmico una definición más completa para el riesgo son las siguientes:

- a) **Riesgo específico (R_s):** Es una función que expresa la probabilidad de que un elemento o grupo de elementos en riesgo sufra varios grados de daño durante un periodo de tiempo dado. El riesgo específico depende de la vulnerabilidad del elemento en riesgo y de la peligrosidad sísmica del sitio donde este elemento se encuentre.

- b) **Riesgo total (R_t):** Es una función que expresa el grado esperado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo, durante un periodo de tiempo dado, el riesgo total depende del riesgo específico y del valor económico o social del elemento en riesgo.

Desde el punto de vista del cálculo se puede decir que una vez conocida la amenaza o peligro (A_i), entendida como la probabilidad de que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición t , y conocida la vulnerabilidad V , entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto E a ser afectado o de ser susceptible de sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con una intensidad i , el riesgo R puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento E , como consecuencia de la ocurrencia de un evento con una intensidad mayor o igual a i ,

En otras palabras, la evaluación del riesgo puede llevarse a cabo mediante la siguiente formulación general:

$$R_s = A_i * V \quad (2.20)$$

$$R_t = R_s * E \quad (2.21)$$

Las particularidades de las ecuaciones anteriores depende de la forma como se expresan las escalas de vulnerabilidad y de peligrosidad sísmica en los diferentes métodos existentes por lo que dichas expresiones son las más generales que se pueden escribir.⁴⁰

2.9 MITIGACION DEL RIESGO SISMICO

Para empezar a pensar como se es posible reducir el riesgo sísmico es conveniente partir de la misma definición de riesgo **R**. Si detallamos la ecuación 2.2 y 2.21 es obvio que se debe disminuir la peligrosidad sísmica **A_i**, la vulnerabilidad **V** y el grado de pérdida del elemento **E**.

Lo que tiene que ver con la peligrosidad sísmica, hasta la actualidad es imposible que pueda reducirse por si misma ya que no se puede influir en la ocurrencia de los terremotos. Sin embargo para las condiciones locales del suelo para la localización de una estructura, se puede escoger, por ejemplo localizarlas lo suficientemente lejos de un falla, de rellenos, de zonas de alto potencial de deslizamientos, avalanchas o licuefacción.

El enfoque de las políticas de mitigación contra los sismos y en general cualquier amenaza se centra principalmente en reducir la vulnerabilidad de los elementos que tienen más probabilidad de ser afectados, en la parte sísmica esto elementos son referidos a las estructuras que pueden ser de todos tipos estructuras futuras o por construir y las existentes.

- **Estructuras futuras:** Para reducir la vulnerabilidad en el caso de estructura futuras, uno de los medios para lograr esta reducción es mediante el cumplimiento de todos los requisitos de la normativa sismo-resistente, esta normativa debe estar vigente según en el avance del conocimiento en el comportamiento sísmico y el fenómeno de los terremotos. Además debe

⁴⁰ UNDRO. SEISMIK RISK ASSESMENT AND DEVELOPMENT OF MODEL CODE FOR SEISMIC DESIGN- working group C. Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan, Sofia 1982.

existir una calidad del trabajo realizado tanto en la parte de construcción cálculo, diseño y supervisión, que se logra a través de la utilización de personal calificado. Hay que crear conciencia y educación en la comunidad de ingenieros, arquitectos y obreros en la necesidad del cumplimiento de la normativa, de lo contrario la existencia de dicha normativa es un hecho puramente simbólico. Para el caso de estructuras esenciales que son aquellas que deben permanecer en funcionamiento después de ocurrido un sismo los códigos deben ser totalmente severos tanto en el diseño como en la construcción la cual debe estar acompañada por una estricta supervisión.

- **Estructuras existentes:** Estas son las que se le debe tomar mayor atención por ser primeramente la mayoría, y por que muchas de ellas fueron hechas sin la más mínima consideración de sismo resistencia. La única forma de mitigar el riesgo sísmico sobre estas estructuras es determinar las pérdidas que ocurrirán bajo la acción de un sismo de determinadas características y así mediante un análisis de costo-beneficio que deben considerar varios criterios tanto técnicos, económicos, sociales, políticos y de funcionamiento, se decidirá la factibilidad de reforzamiento, readecuación, cambio de uso, mejoramiento o demolición.

Otra forma de mitigación del riesgo es a través de los entes gubernamentales, estos deben adoptar medidas de control y planificación dirigidas, por ejemplo al control del uso de la tierra, regulaciones urbanas y elaboración de planes de desastres.

Otra estrategia es la planeación urbana que va dirigida en evitar la gran densidades poblacionales en áreas geológicas que se sabe amplifican las vibraciones del terreno, estos se logra impartiendo reglamentos del uso de la tierra y realizando una zonificación sísmica. Es también importante ubicar centros de atención y socorro de manera estratégica en las zonas donde se conoce que se encuentran las estructuras más vulnerables, además de que debe existir una infraestructura que ayude al acceso inmediato y la fácil evacuación.

En definitiva existen muchas medidas de mitigación de desastres, estas se pueden definir de dos tipos en pasivas y activas, a continuación se presenta un resumen de algunas de estas medidas.⁴¹

Tabla 2.8 Medidas de mitigación activa y pasiva

Medidas pasivas de mitigación	Medidas activas de mitigación
<p>Las autoridades previenen acciones indeseables mediante controles y penas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Requisitos que se amolden a los códigos de diseño • Verificación del cumplimiento de los controles en el lugar mismo • Imposición de procesos, multas, petición de término para los ofensores • Control del uso de la tierra • Negación de servicios e infraestructura en las áreas donde el desarrollo es indeseable • Seguro obligatorio 	<p>Las autoridades promueven acciones deseables mediante incentivos tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Planificación del control de distribución. • Capacitación y educación • Ayuda económica (subvenciones y préstamo preferencial) • Subsidios para equipo seguro, material de construcción seguro, etc. • Disposición de instalaciones: edificaciones más seguras, puntos de refugio, almacenamiento • Diseminación de información al público y fomentar la toma de conciencia • Promoción de seguro voluntario • Creación de organizaciones comunitarias

Es claro que todas estas medidas requieren de ciertos aportes económicos pero la clave esta en enfatizar que los costos de estos programas son ínfimamente menores a las pérdidas económicas y humanas que se han producido en los últimos terremotos.

⁴¹ COBURN, A. W., SPENCE, J. S., POMONIS, A. MITIGACION DE DESASTRES UNDRO 1991

CAPITULO 3

METODOLOGIAS DE EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES EXISTENTES.

3.1 INTRODUCCION

La estimación de las pérdidas por terremoto es un rápido campo en vía de desarrollo. La necesidad para una rápida y eficiente estimación del impacto socio económico de los grandes terremotos fue nuevamente enfatizado después de grandes terremotos que han afectado las grandes potencias mundiales como Estados Unidos (Los Ángeles 1994) y Japón (Kobe 1995) en los años 90. Además la experiencia de terremotos recientes ha proporcionado más datos que han sido útiles, en los modelos en vía de desarrollo para evaluar mejor el comportamiento de las estructuras y así estimar las pérdidas económicas de los edificios, así como también las consecuencias sociales como las pérdidas de vidas, accidentes y las necesidades para el alojamiento provisional de los damnificados.⁴²

Los diferentes métodos para la valoración de la vulnerabilidad de edificios difieren en el gasto y la precisión. El tipo de método escogido depende del objetivo de la valoración pero también en la disponibilidad de datos y tecnología. Otra variable importante en la selección de una determinada metodología esta relacionado y ligada con la escala de análisis y las características de los elementos de estudio, por ejemplo para establecer un estudio de riesgo sísmico de elementos particulares o aislados como edificios esenciales, éstos se basan en análisis deterministas, por el contrario para la evaluación masiva de tipos de edificación con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad se utilizan principalmente

⁴² LANG, Kertin, SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING BUILDINGS, Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, Zurich February 2002

métodos probabilistas y cualitativos debido que arrojan resultados más rápidos para un sin número de tipologías constructivas.

Entre las metodologías desarrolladas en varios países se encuentran las Técnicas de Screening elaboradas durante la década de 1960 y 1970; método Japonés (Hirosawa, 1992); Método del ATC-14 (1987), ATC 21(1988); método NAVFAC (Matzamura, J. Nicoletti y S. Freeman, 1988); método Mexicano (J. Iglesias, 1989); método Colombiano (Hurtado, 1990); método de la NSR-98, (AIS, 1997), método Italiano del Índice de Vulnerabilidad para estudios de Vulnerabilidad Sísmica A Gran Escala VSG GNDT (1986), entre otros. Los métodos mencionados anteriormente se pueden clasificar de dos formas, aquellos cuya vulnerabilidad es calculada y otros en los cuales la vulnerabilidad es observada; la utilización de uno u otro método se debe estudiar muy bien para que los resultados obtenidos sean realmente representativos. Lo mejor y lo más representativo cuando se va a realizar un estudio de vulnerabilidad sería realizar una especie de combinación entre ambas clases de metodologías; como sería el hecho de realizar estudios de vulnerabilidad con algún método cualitativo y complementarlo con otro método cuantitativo, dando de esta forma más fiabilidad a los resultados.

A continuación se ahondará en algunos métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de existentes de mampostería no reforzada.

3.2 Método NSR-98 (AIS, 1998).

La Norma de Diseño y Construcción Sismo-Resistente Colombiana NSR-98 (Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998), establece en el "Titulo A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente", del Capítulo A.10, los criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones construidas antes de su vigencia.

El análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente que se expone en dicha norma consiste en los siguientes aspectos:

- Determinación de los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación, considerando las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos,
- Formulación de una hipótesis de secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia, identificando la incidencia de la falla progresiva de los elementos, iniciando con aquellos con un mayor índice de sobreesfuerzo,
- Definición de un índice de sobreesfuerzo general de la edificación, definido con base en los resultados de (b). El inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento, es decir los requisitos generales sismorresistentes que se encuentran expuestos en los capítulos correspondientes en la NSR-98 y por último.
- Obtención de un índice de flexibilidad general de la edificación, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:
 - Índice de flexibilidad del piso, el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y
 - Índice de flexibilidad de la estructura, definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento.

3.3 Método NAVFAC

EL método NAVFAC es propuesto en 1988 por G. Matzamura, J. Nicoletti y S. Freeman con el nombre "Seismic Design Guidelines for Up-Grading Existing Buildings".

El método NAVCAF se puede decir que es aplicable a cualquier tipo de estructura, además realiza una estimación de un posible daño, al comparar la capacidad de la estructura que se determina por medio del coeficiente de corte basal resistente C_b , el desplazamiento al tope de la estructura k_n y el periodo fundamental T , con la demanda del sitio, pero su principal problema es que no toma en cuenta la falla prematura de los elementos más débiles y además es un método dispendioso porque involucra cálculos matemáticos y conceptos ingenieriles que no cualquier persona posee, por lo que se necesita, en el momento de la recolección, mano de obra calificada. Además, el análisis de vulnerabilidad para cada estructura conlleva un tiempo considerable, a causa de los cálculos indirectos que se deben realizar.

El procedimiento del método NAVCAF se muestra de manera muy general y resumida a continuación:

1. Recolección de toda la información sobre la estructura.
2. Inspección detallada de la estructura in-situ.
3. Determinación de los espectros de respuesta elástica.

En USA se propone: A la cedencia de la estructura, un sismo con un 5.0% de excedencia en 50 años. A la capacidad última, se supone un sismo con un 10.0% de excedencia en 100 años. El espectro obtenido a partir de este sismo, se afecta para simular los comportamientos elásticos y elastoplásticos mediante los coeficientes de amortiguamiento de la estructura, mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 3.1 Amortiguamientos lineal elástico y post-fluencia.

Sistema Estructural	Amortiguamiento	
	Lineal elástico	Post-fluencia
Acero estructural	3.0%	7.0%
Concreto reforzado	5.0%	10.0%
Muros estructurales	7.0%	12.0%
Madera	10.0%	15.0%

Se puede ver que estos valores son muy altos considerando que es común utilizar el valor de 5.0% para post-fluencia en concreto.

4. Se realiza una estimación del posible daño de la estructura al comparar la capacidad de la estructura que se determina por medio del coeficiente de cortante basal resistente C_b , el desplazamiento al extremo de la estructura k_n y el período fundamental T , con la demanda del sitio. Estos valores se determinan tanto para la cedencia como para la condición última.

Se determina la capacidad de corte última C_{bu} , como la fuerza lateral requerida para causar un mecanismo lateral de colapso dividida por el peso sísmico de la estructura. Es decir:

$$C_{bu} = \frac{V_u}{W} \tag{3.1}$$

Considerando que:

C_{bu} : capacidad de corte última.

V_u : fuerza lateral requerida para producir un mecanismo de colapso.

W : peso sísmico de la estructura.

Posteriormente, se estima la capacidad de corte a la cedencia V_y para pórticos de concreto reforzado y/o pantallas de mampostería reforzada, como:

$$C_{by} = \frac{C_{bu}}{1.5} = \frac{V_y}{W} \quad (3.2)$$

En donde:

C_{by} : capacidad de corte a la cedencia.

V_y : fuerza lateral requerida para causar la cedencia a los elementos estructurales más críticos.

En esta expresión se considera que después de la fluencia la estructura es capaz de resistir un 50% más de fuerza cortante. Se entiende por capacidad de corte a la cedencia la fuerza lateral requerida para causar cedencia a los elementos estructurales más críticos como un porcentaje del peso sísmico de la estructura. Las capacidades de cedencia y última se obtienen sumando las contribuciones de los elementos verticales del edificio resistentes a fuerzas laterales en las dos direcciones principales.

Por otro lado en lo que corresponde al período y los desplazamientos, estos se pueden expresar con base en aceleraciones espectrales (S_a') y desplazamientos espectrales (S_d') por medio de las siguientes expresiones:

$$S_{au}' = \frac{C_{bu}}{A} \quad (3.3)$$

Donde:

S_{au}' : aceleración espectral para la condición última.

A : peso modal efectivo. Para edificios menores de seis pisos puede variar entre 0.95 para los edificios más bajos y 0.80 en los más altos. Para la estimación que se

pretende obtener se puede tomar como 1.0. Para pórticos de concreto reforzado o para mampostería reforzada:

$$S_{ay}' = \frac{S_{au}}{1.5} = \frac{C_{by}}{A} \quad (3.4)$$

Donde:

S_{ay}' : aceleración espectral para la condición de fluencia.

$$T_u = \frac{f \times S_{ay}' \times T_y}{2 \times S_{au}'} \quad (3.5)$$

T_u : período estimado de la estructura a la condición última.

T_y : período estimado de la estructura a la cedencia.

f: factor de ductilidad de la estructura, tomado de la Tabla 3.2:

$$S_{du}' = \frac{2 \times g \times T_u \times S_{au}'}{2 \times \pi} \quad (3.6)$$

Donde:

S_{du}' : desplazamiento máximo en la condición última.

g: gravedad.

Tabla 3.2 Factores de ductilidad

Material	Ductilidad f
Acero	4-6
Concreto	3-4
Madera	3-4
Mampostería	2-3

$$S_{dy}' = \frac{2 \times g \times T_y \times S_{ay}'}{2 \pi} \quad (3.7)$$

Donde:

S_{dy} : desplazamiento máximo a la cedencia.

Los resultados de la evaluación se representan en una gráfica capacidad/demanda, que se superpone a las curvas de demanda última con los porcentajes de amortiguamiento correspondientes a la cedencia y al estado último.

El índice de daños de la estructura se representa por la relación:

$$I = \frac{D}{C} \times 100 \quad (3.8)$$

Donde:

I: índice de daños.

(D/C): relación de demanda sobre capacidad.

Para $D=0$ no existen daños, por el contrario, para $D=C$ el índice de daños es del 100%.

5. El índice de daños global I_g se determina como las dos terceras partes del índice de daños en la dirección más crítica. Si $I_g \geq 60\%$ se debe proceder a realizar una evaluación más detallada de la estructura.

3.4 Método Japonés

Corresponden a desarrollos basados en los trabajos de Masaya Hirosawa y compilaciones llevadas a cabo por un Comité dirigido por el Dr. H. Umemura. "Evaluation of Seismic Safety of Existing Reinforced Concrete Buildings".

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado se han realizado algunas modificaciones para poder aplicarse a las tipologías y materiales existentes en los países latinoamericanos, especialmente en

Chile, Perú, México y Ecuador. El método recomienda tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado, y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta.

El método fue propuesto originalmente para ser utilizado en edificios de hormigón armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados con muros o pórticos. En estudios más recientes el método se ha aplicado a edificios mixtos de hormigón armado y mampostería. En este método, la vulnerabilidad estructural se determina comparando la capacidad resistente, relacionada con la forma, mantenimiento y daños anteriores de la edificación, con el nivel de sollicitación demandado por los sismos que representan el peligro sísmico y las condiciones locales del sitio donde se ubica la edificación.

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

- I. Si $I_s \geq I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- II. Si $I_s < I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, y por lo tanto se considera como inseguro.

La comparación se realiza utilizando dos índices I_s ó índice de la resistencia provista por el edificio e I_{so} o índice de resistencia demandada.

Cálculo del índice I_s

El cálculo del índice I_s depende de tres factores que se evalúan a partir de características básicas de la estructura, mediante la ecuación siguiente:

$$I_s = E_o * S_D * T \quad (3.9)$$

Donde:

E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D : índice de configuración estructural.

T : índice de deterioro de la edificación.

1. Cálculo del factor E_o

Hirosawa, el factor E_o se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso para cada dirección de la planta, a partir de la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (α_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sismorresistentes.

El índice E_o es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F).

$$E_o \propto C * F \quad (3.10)$$

El cálculo de E_o se explica a detalle en el Apéndice C

2. Cálculo del factor S_D

Este factor cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación. La información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas al sitio. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, relación largo – ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc. Hirosawa, propone calcular S_D , cuando se usa el nivel preliminar de evaluación de vulnerabilidad mediante la ecuación:

$$S_D = \prod_{i=1}^8 q_i \quad (3.11)$$

Donde

$q_i = \{ 1.0 - (1 - G_i) \cdot R_i \}$ para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ y 8

$q_i = \{ 1.2 - (1 - G_i) \cdot R_i \}$ para $i = 6$

Los valores de G_i y R_i se explican a detalle en el Apéndice C.

Según Hirosawa, el valor de S_D se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

3. Cálculo del factor T

El factor T, cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario. El factor T corresponde al menor obtenido de los conceptos de Deformación permanente (**T1**), Grietas en muros y columnas debido a la corrosión del acero de refuerzo (**T2**), Incendios (**T3**), Uso del cuerpo o bloque (**T4**), Tipo de daño estructural (**T5**).

Los anteriores conceptos son detallados en el Apéndice C.

Cálculo del Índice I_{so}

Este índice se calcula con la ecuación siguiente:

$$I_{so} = E_{so} * Z * G * U \quad (3.12)$$

Donde:

E_{so} = Resistencia sísmica básica requerida.

Z = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0,5 \leq Z \leq 1$).

G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

U = Factor de importancia del edificio por su uso.

La resistencia sísmica básica (E_{so}) se ha determinado a partir del estudio de los daños de los edificios durante un terremoto. Para los propósitos de otros estudios, se recomienda que esta resistencia se establezca a partir del requerimiento de resistencia elástica de las normas para la zona de mayor peligro sísmico (zona epicentral), reducida por un factor de reducción (**R**) cuyo valor debe ser elegido considerando que el nivel de daño que se produzca evite la puesta fuera de servicio del edificio.

El factor **G** se considera igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1,1 para zona de pendiente.

El factor de importancia **U** se considera igual a 1,0 dado que las condiciones demandadas por el uso del edificio se consideran al establecer el valor de E_{so} .

Del método japonés podemos decir en forma resumida que valúa la estructura, la forma del edificio y la peligrosidad de los elementos no estructurales. Este último aspecto es importante puesto que la mayoría de métodos sólo tienen en cuenta los elementos que hacen parte del sistema sismorresistente, olvidando la importancia que tienen los elementos no estructurales como muros, instalaciones eléctricas, sanitarias, etc. Su importancia radica, en que una de las mayores causas de muerte durante un evento sísmico es por el desprendimiento de estos elementos, muchas veces y aunque suene contradictorio, sin el daño de elementos estructurales considerables. Pero posee algunas limitaciones tales como que solo es aplicable a edificaciones de concreto reforzado de mediana y baja altura construidas mediante métodos convencionales, además de lo anterior requiere criterio especializado para el dictamen de ciertos parámetros con los que deben cumplir la estructura para poderla evaluar.

3.5 Método Venezolano

Sus autores son I. Rivera de U, D. Grisolia de C. y B. Sarmiento de la Universidad de los Andes de Mérida. Este método como todos tiene sus ventajas y desventajas;

entre las ventajas tenemos que es aplicable en edificios de concreto reforzado o de mampostería, pero con el problema que solo es aplicable a edificios bajos de esta categoría. Dicho método lo que hace de forma general es que evalúa cortes por separado y luego halla un índice global de entrepiso⁴³.

El procedimiento utilizado en esta metodología es el siguiente:

1. Cuando existen documentos se procede a una revisión completa de los mismos.
2. En el caso que no existan planos se hace un levantamiento de las dimensiones generales del edificio y de la estructura, con todas las especificaciones de los elementos resistentes a fuerzas laterales.
3. Luego se hace una inspección detallada del edificio examinando cuidadosamente sistema estructural, las posibles deflexiones de losas y vigas, agrietamientos, deterioro de los materiales constituyentes de estructura, conexiones y apoyos entre los elementos, etc.
4. A continuación se procede a realizar una revisión de los agrietamientos y condiciones generales de las paredes. Ver si están arriostradas como para que no tengan posibilidad de volcamiento, y además observar si existe la posibilidad de formación de columnas cortas por la presencia de ventanas.

⁴³ JARAMILLO MONTES, Pablo Andrés; TRUJILLO BADILLO, Renato. Propuesta Metodológica para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica de viviendas de uno y dos pisos construidas en mampostería confinada según los requisitos de la NSR-98, Capítulo E. Santiago de Cali, 1999. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería.
CARDONA, Omar Darío. Metodologías para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones y Centro Urbanos. Conferencia en el Seminario Colombo Alemán Ingeniería Sísmica, Dinámica Estructural y Hormigón Armado. Santiago de Cali: UNIVERSIDAD DEL VALLE, 1990.

5. Estudio de la fijación de otros elementos no estructurales que puedan desprenderse durante un sismo como balcones, lámparas, instalaciones eléctricas y sanitarias, etc.

6. Estudio de los medios de escape y el estado de los sistemas de prevención de incendios. Revisar si los hidrantes están en buenas condiciones y si los extintores funcionan.

7. Determinación de las fuerzas sísmicas cortantes V_u . Para esto se utilizan los cortantes traslacionales de acuerdo a las condiciones sísmicas del sitio, del tipo de estructura y de las condiciones del suelo. El corte basal actuante se calcula por los métodos rápidos que contemplan las normas sísmicas del país. Esta fuerza se distribuye en los diferentes niveles de la estructura suponiendo un primer modo lineal. Las estructuras aporticadas de concreto diseñadas antes de la norma se evalúan para ductilidades comprendidas entre 2.0 y 2.5, por no existir un refuerzo detallado que garantice una mayor ductilidad.

8. De igual forma se determinan las fuerzas cortantes resistentes del entrepiso V_{ur} . Se calculan como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de los elementos, asumiendo que no todos son capaces de alcanzar su resistencia total, por la falla prematura de los elementos más frágiles. La fuerza cortante resistente se calcula utilizando las siguientes ecuaciones:

$$V_{ur} = V_{cc} + A_2 \times V_m + A_3 \times V_c \quad (3.13)$$

$$V_{cc} = t_{cc} \times A_{cc} \quad (3.14)$$

$$V_m = t_m \times A_m \quad (3.15)$$

$$V_c = t_c \times A_c \quad (3.16)$$

Donde:

V_{ur} : fuerza cortante resistente del entrepiso.

V_{cc} : fuerza cortante que resisten las columnas cortas.

V_m : fuerza cortante que resisten los muros (pueden ser de concreto o de mampostería).

V_c : fuerza cortante que resisten las columnas normales.

A2, A3: coeficientes que se obtienen de la Tabla 3.3:

Tabla 3.3 Coeficientes de los elementos resistentes.

Elementos	A2	A3
Existen columnas cortas (H_n/L_s^2).	0.7	0.5
Existen muros estructurales sin columnas cortas.	1.0	0.7
Sólo existen columnas normales.	0.0	1.0

t_{cc} : esfuerzo resistente al corte de las columnas cortas.

A_{cc} : sección transversal de todas las columnas cortas del entrepiso considerado.

t_m : esfuerzo resistente al corte de los muros.

A_m : sección transversal de todos los muros de concreto o de mampostería, en el entrepiso considerado y en la dirección evaluada.

t_c : esfuerzo resistente al corte de las columnas normales.

A_c : sección transversal de todas las columnas en el entrepiso considerado.

Se puede observar que la forma en que calculan la fuerza cortante en el entrepiso es tomado del Método Japonés. Cuando la relación de muros es muy pequeña y no hay columnas cortas se supone:

$$V_{ur} = V_c \quad (3.17)$$

Para edificios bajos, donde la contribución de las cargas axiales al esfuerzo de corte es pequeña, se puede estimar esta fuerza de la siguiente manera:

$$V_c = \frac{0.53 \times f'_c \times (b \times d + A_v) \times f_y \times d}{2 \times s} \quad (3.18)$$

Donde:

- f'_c**: esfuerzo a compresión del concreto.
- b**: ancho de la sección.
- d**: altura efectiva de la sección.
- A_v**: área de la varilla de los estribos.
- f_y**: esfuerzo de fluencia del acero de los estribos.
- s**: espaciamiento de los estribos.

9. Se determina la relación $E = V_{ur}/V_u$ por piso, la cual debe ser mayor de 0.5 para estructuras diseñadas antes de la aplicación de la norma, 0.70 para edificaciones esenciales. Para estructuras diseñadas posteriormente a la norma el índice E debe ser mayor que 1.0.

10. Adicionalmente se puede calcular el índice sísmico (**I_s**) por medio de la siguiente ecuación:

$$I_s = E \times T \times D \quad (3.19)$$

Donde:

- I_s**: índice sísmico.
- T**: índice que representa las condiciones de deterioro en tiempo, se obtiene de una Tabla 3.4

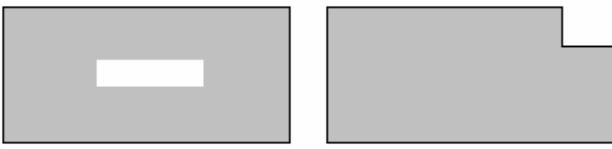
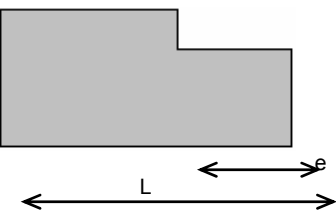
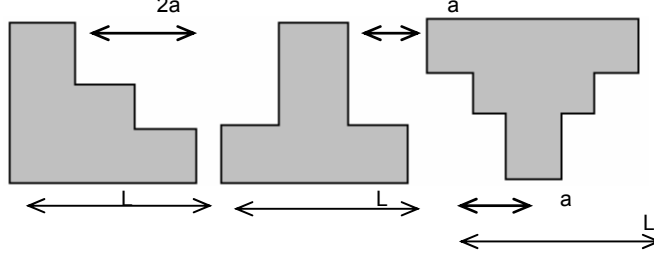
D: Índice que representa las condiciones de irregularidad en planta y en elevación, los valores se obtienen de una Tabla 3.5

El corte basal actuante se calcula por lo métodos rápidos que contemplan las normas sísmicas de cada país, teniendo en cuenta la zona sísmica, el tipo de suelo y la estructura. Esta fuerza se distribuye en los diferentes niveles de la estructura suponiendo un primer modo lineal.

Tabla 3.4 Índice de deterioro T.

$T=q_a' \times q_b' \times q_c' \dots q_f'$	G_j'			
$q_j' = [1 - (1 - G_j') \times P_j']$	1.0	0.9	0.8	P_j'
A. deflexiones	no hay problemas	son visibles a simple vista	el edificio está inclinado o han ocurrido asentamientos diferenciales	1.00
B. grietas en elementos estructurales	grietas pequeñas	grietas medianas	grietas inclinadas Oxidación del refuerzo	1.00
C. cambios de uso.	no hay		si hay	0.75
D. edad del edificio	menos de 5 años	entre 5 y 20 años	más de 20 años	0.50
E. mantenimiento del edificio	no hay problemas	algunas filtraciones en techos y paredes	muchas filtraciones en techos y paredes	0.75
F. ampliaciones o remodelaciones	no hay	no alteran la estructura original del edificio	alteran la estructura original del edificio	0.50

Tabla 3.5 Índice D para el cálculo del índice sísmico.

$D=q_a \times q_b \times q_c \times q_d \times q_e \times q_f \times q_g$ $q_j = [1 - (1 - G_j) \times P_j]$ donde $j=a..g$	G_j			P_j
	Regular 1.0	Medio 0.9	Irregular 0.8	
Distribución en planta				
Relación Largo Ancho $a = \text{lado largo} / \text{lado corto}$	$a \leq 3$	$3 < a \leq 6$	$a > 6$	0.50
Discontinuidad del diafragma $b = \text{área del vacío} / \text{área del piso}$	$b \leq 0.1$	$0.1 < b \leq 0.3$	$b > 0.3$	0.75
				
Si $b > 0.20$ calcule c $c = e / L$	$c \leq 0.1$	$0.1 < c \leq 0.2$	$c > 0.2$	1.00
				
Distribución vertical				
$d = 2a / L$	$d \leq 0.1$	$0.1 < d \leq 0.2$	$d > 0.2$	0.75
				
$e = \text{Planta baja libre}$	No	Medianamente Libre	Si	1.00
Uniformidad de las alturas de piso $F = \text{altura de piso } n / \text{altura de piso } (n+1)$	$0.8 \leq f < 1$	$0.7 \leq f < 0.8$	$f < 0.7$ $f \geq 1$	1.00
Otros efectos				
$G = \text{Golpeteo con edificaciones adyacentes}$	No	Nodos a la misma altura	Nodos a alturas diferentes	1.00

El método venezolano posee algunas desventajas tales como que solo es aplicable en edificios bajos de concreto reforzado o de mampostería, como se mencionó

anteriormente. Como se ve en el procedimiento en el caso de no existir planos se hace un levantamiento de las dimensiones generales del edificio y de la estructura, con todas las especificaciones de los elementos resistentes a fuerzas laterales, es decir un trabajo un poco tedioso que complicaría un poco los cálculos sin contar el tiempo empleado. Además de que necesita una inspección detallada del edificio examinando cuidadosamente el sistema estructural, las posibles deflexiones de losas y vigas, agrietamientos, deterioro de los materiales constituyentes de estructura, conexiones y apoyos entre los elementos, etc, que es un aspecto de cierta forma subjetivo, ya que el personal a cargo de la inspección debe tener algo de experiencia previa y de igual forma se deben poner de acuerdo ya que los criterios difieren en cada persona que este realizando dicha labor.

Por las anteriores razones, se puede afirmar de manera muy acertada que este es un método que por su alto grado de detalle en cuanto a la obtención y la manipulación de la información, no es muy práctico para un estudio de vulnerabilidad de edificaciones en gran volumen, el tiempo requerido para la obtención de estos detalles sería mucho y el método se volvería un problema de tipo práctico.

3.6 Método FEMA-178

NEHRP FEMA 178/Junio 1992 - Evaluación sísmica de Edificaciones Existentes

Este es un método que en realidad está enfocado a los ingenieros que se encuentran involucrados en el tema de evaluación sísmica de edificaciones existentes una guía concerniente al potencial de riesgo de perdidas de vidas humanas relacionadas con sismos, que afectan las edificaciones o los elementos de estas. La metodología propone el uso de un conjunto de preguntas o test diseñado para descubrir las fallas y debilidades de una edificación. Las preguntas de forma afirmativa están en un formulario de instrucciones y describen las características de la edificación que son esenciales. El ingeniero evaluador deberá dirigirse a cada instrucción y determinar si esta es verdadera o falsa. Las instrucciones identificadas como verdaderas indican

una condición aceptable, y las falsas indican una condición que necesita una investigación más profunda.

El test como se mencionó se responde solo de manera verdadera o falsa y el proceso de evaluación incluye los siguientes pasos:

1. Una visita al sitio y una colección de datos.

El ingeniero evaluador deberá presentarse en una primera visita a la edificación durante la planificación de la propuesta del proyecto de evaluación. En esta visita se deberá tomar fotografías y realizar una evaluación inicial de la edificación.

Con respecto a la recolección de información se deberá llevar a cabo lo siguiente.

- Buscar un reporte geotécnico existente sobre las condiciones del suelo.
- Establecer los siguientes parámetros del sitio con respecto al suelo.
 - a) El valor de aceleración pico efectiva (A_a).
 - b) El tipo de suelo derivado del reporte geotécnico.
 - c) Coeficiente de sitio (S) según la estratificación del subsuelo.
- Reunir los datos de diseño del edificio, donde se incluya: Los dibujos originales de la estructura, especificaciones y cálculos.
- Buscar datos tales como valoraciones del comportamiento de la edificación después de sismos pasados.
- Preparar un resumen de los datos.

2. Selección y revisión de las instrucciones de evaluación.

Después de haber visto la edificación y recopilar todos los planos disponibles y otros datos, el ingeniero deberá determinar el tipo de edificación y dirigirse a las instrucciones de evaluación como sigue.

- Buscar y definir en palabras y por medio de un esquema tridimensional el sistema resistente a fuerza lateral, haciendo uso de cualquier componente que este disponible y efectivo para constituir el sistema.
- Seleccionar las instrucciones de evaluación de los 15 tipos de edificaciones propuestos.
- Seleccionar de la encuesta escogida el grupo de instrucciones que son aplicables a la edificación que se va a evaluar, por el hecho de que algunas instrucciones no son apropiadas.
- Responder tentativamente a las instrucciones que conforman la encuesta.

De una manera detallada las instrucciones de evaluación involucra los siguientes aspectos:

- Evaluar el sistema básico de la edificación. Teniendo en cuenta que no todas las instrucciones pueden ser apropiadas para una edificación dada. (por ejemplo: "Piso suave" no tiene sentido en una edificación de un solo piso)
- Evaluar el sistema resistente a fuerza lateral ya sea Pórticos, Muros, Pórticos arriostrados, el que sea mas apropiado.
- Evaluar el diafragma.
- Evaluar la conexión estructural.
- Evaluar la fundación y posibles riesgos geológicos.
- Evaluar los elementos no estructurales.

Cada ítem anterior se describe de manera mas detallada en el manual FEMA 178 ya que cada uno de ellos posee un capítulo, donde se analiza los conceptos generales

y se entra en detalle en los mismos; estos capítulos sirven al ingeniero evaluador como base teórica y criterios de evaluación para definir si es verdadera o falsa la instrucción en la encuesta.

La lista de los 15 tipos comunes de edificaciones propuestas en el documento FEMA 178 es el siguiente, en el cual se debe escoger un tipo, para seleccionar el cuestionario de evaluación que pertenece al tipo de edificación escogido.

1. **(W1)** Madera, Marco ligero.
2. **(W2)** Madera, Comercial e Industrial.
3. **(S1)** Pórticos de Acero.
4. **(S2)** Pórtico arriostrado de acero.
5. **(S3)** Acero, Marco ligero.
6. **(S4)** Marco de acero con muros a cortante de concreto.
7. **(S5)** Marco de acero con mampostería resistente a corte.
8. **(C1)** Pórticos de concreto.
9. **(C2)** Muros a cortante de concreto.
10. **(C3)** Marco de concreto con mampostería resistente a corte.
11. **(PC1)** Muros de concreto con diafragmas flexibles o de peso ligero.
12. **(PC2)** Marco prefabricado de concreto con muros de concreto a cortante.
13. **(RM1)** Mampostería reforzada con madera o metal de diafragma
14. **(RM2)** Mampostería reforzada con diafragmas prefabricados.
15. **(URM)** Mampostería no reforzada.

3. Consecución del trabajo de campo.

La primera valoración de las instrucciones de evaluación que conforman la encuesta puede indicar una necesidad, de más información acerca de la edificación. El ingeniero evaluador debe trazarse un plan y realizar lo siguiente.

- Verificar los datos existentes.
- Conseguir otros datos necesitados (Por ejemplo medidas y dibujos de la edificación si es necesario)
- Verificar el sistema lateral y vertical.
- Chequear la condición de la edificación.
- Buscar condiciones especiales, anomalías y particularidades.
- Dirigirse a las instrucciones de evaluación nuevamente
- Desarrollar ensayos de materiales que sean justificados a través de un balance de los costos de evaluación destructiva y el costo del trabajo correctivo.

4. Análisis de la edificación.

Para aquellas afirmaciones encontradas como falsas en el instructivo de evaluación y que requieren un análisis mas profundo, se establece un análisis general de la edificación, en lugar de tratarlas una por una. El análisis incluye:

- Cálculos del peso de la edificación.
- Calculo del periodo de la edificación.
- Calculo de la fuerza lateral de la edificación.
- Distribuir la fuerza lateral sobre cada piso de la edificación y calcular el cortante y momento de volcamiento de cada piso.
- Distribuir el cortante de piso a los elementos resistentes verticales en proporción a su rigidez relativa.
- Analizar individualmente los elementos tal como se requiere en las instrucciones de evaluación.
 - a) Hacer los diagramas de carga y reacción para diafragmas y elementos resistentes verticales.
 - b) Calcular los esfuerzos cortantes y la fuerza en el cordón del diafragma.

- c) Analizar los elementos verticales (Muros y Pórtico) y encontrar las derivas de piso, las fuerzas y deflexiones de los miembros.
- d) Calcular las fuerzas y deflexiones totales de acuerdo a las combinaciones de carga especificadas.

La evaluación final para el análisis de la edificación, consiste en el criterio de $Q \leq C$, donde **Q** es el efecto producido por la combinaciones de carga y **C** la capacidad del material (Concreto, Acero, Madera, Mampostería). Sin embargo como **Q** envuelve efectos gravitatorios, la relación de **Q** y **C** para un elemento no necesariamente puede ser un buen indicador de la gravedad del daño causado por un terremoto.

5. Evaluación final.

La evaluación final es un informe acerca de la edificación, basado en una revisión de los resultados cualitativos y cuantitativos del análisis de la edificación y la lista de deficiencias. El informe de contener:

- Una descripción de los datos de la edificación.
- El conjunto de instrucciones y una sinopsis de la investigación desarrollada.
- Una lista de deficiencias que pueden ser remediadas para cambiar las respuestas del formulario de falso a verdadero.
- Comentarios de la importancia relativa de las deficiencias

Este método tiene una ventaja muy importante y es que puede ser utilizado para llevar a cabo la evaluación y diagnóstico sísmico de cualquier edificación existente, pero de igual forma tiene algunas desventajas o limitaciones. La evaluación por este método busca encontrar las deficiencias estructurales que determinan los puntos o zonas débiles y vulnerables de la estructura, para poder hacer recomendaciones de reforzamiento, implicando un minucioso conocimiento de la cantidad de refuerzo,

tanto a flexión como a cortante, y su distribución, utilizando para esto los planos de los despieces. Lo que implica, que si no se tiene conocimiento de ellos, se deben emplear métodos costosos para averiguar cuánto refuerzo tiene un elemento determinado, elevando el precio del estudio. Además de que carece de Funciones de Vulnerabilidad para relacionar de forma continua, el daño experimentado por la estructura cuando se somete a un movimiento sísmico.

3.7 Método del Índice de vulnerabilidad

Debido a que esta metodología es la que se va implementar en este estudio se abordara en detalle en capítulo 4, estableciendo algunas modificaciones con el fin de adaptarla al contexto de la zona, pero para efectos de consultas el formulario original del índice de vulnerabilidad se encuentra descrito en el Apéndice A.

3.8 Metodología Propuesta por Hurtado y Cardona

Esta metodología fue desarrollada por los ingenieros Omar Darío Cardona y Jorge Eduardo Hurtado en 1990⁴⁴ y es una propuesta para calcular la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de uno y dos pisos. Según Hurtado 1990, tenemos la explicación de su metodología a continuación:

1. Determinar la longitud de los muros.
2. Determinar la resistencia a cortante menos favorable, considerando la menor longitud de muros en un plano en el primer piso de la edificación. La resistencia cortante se calcula como:

$$VR = L \times e \times v \quad (3.20)$$

⁴⁴ CARDONA, Omar Darío; HURTADO, Jorge Eduardo. Propuesta Metodológica para los Análisis de Vulnerabilidad. Informe de Consultoría Proyecto UNDRO/ACDI/ONAD para la Mitigación de Riesgos en Colombia. Inédito. Santiago de Cali, 1990.

Donde:

VR: Cortante resistente.

L: Longitud de los muros.

e: Espesor de los muros.

v: Valor de la resistencia a cortante de los muros. Según ensayos de laboratorio para muros de mampostería (Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes en 1990) $v = 1,50 \text{ Kg/cm}^2$ para mampostería confinada y $v = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$ para mampostería no confinada.

3. Calcular el peso de la edificación que es resistido por la estructura (**W**).
4. Calcular el coeficiente sísmico resistente **CSR**, es decir, el porcentaje del peso de la edificación que es resistido por la estructura, como cortante horizontal en la dirección más desfavorable.
5. Calcular el coeficiente sísmico exigido **CSE** a la estructura a partir del espectro de respuesta escogido.
6. Calcular la demanda de ductilidad **DD**, como la relación entre el coeficiente sísmico exigido **CSE** y el coeficiente sísmico resistente **CSR**:

$$DD = \frac{CSE}{CSR} \quad (3.21)$$

7. Tomar como valor de referencia de la ductilidad disponible (capacidad de ductilidad). Tomando como base el valor **R_o** del Código, se recomienda un valor de capacidad de ductilidad de 1.0 para mampostería no confinada y un valor de 1.5 para mampostería confinada.

8. Se pueden clasificar y dibujar los daños de una manera cualitativa de acuerdo con la escala de la Tabla 3.6, la cual está basada en fundamentos teóricos:

Tabla 3.6 Clasificación de los daños en función de la demanda de ductilidad.

Categoría y estado de daños	Criterio con relación al valor de la demanda de ductilidad (DD)
1. Ninguno	$DD < 0.50 CD$
2. Menores	$0.50 CD < DD < 0.75 CD$
3. Moderados	$0.75 CD < DD < 1.00 CD$
4. Mayores	$1.00 CD < DD < 1.50 CD$
5. Totales	$1.50 CD < DD < 2.00 CD$
6. Colapso	$2.00 CD < DD$

Los efectos en la estructura para cada categoría de daño son:

1. Sin daños.
2. Daños menores en elementos arquitectónicos.
3. Daño generalizados en los elementos arquitectónicos y daños menores en los elementos estructurales.
4. Daños generalizados en los elementos estructurales y arquitectónicos.
5. Daños en la estructura no reparables, por lo tanto la edificación debe ser demolida y reemplazada.
6. Edificación parcial o totalmente colapsada por inestabilidad.

Este método fue concebido desde un principio para evaluar casas de uno y dos pisos con las exigencias del CCCSR-84 y fácilmente puede ser adaptado a las condiciones sísmicas regionales, es decir, considera efectos locales siendo este un aspecto a favor. Presenta el inconveniente de no considerar las irregularidades en planta y altura pero es posible adaptar las consideraciones de la NSR-98 con los coeficientes que alteran el valor de R_o . Relaciona directamente el grado de vulnerabilidad reflejado como el valor de la demanda de ductilidad, con la descripción de los posibles efectos sísmicos sobre la estructura.

3.9 Metodología AIS

La asociación colombiana de ingeniería sísmica y el fondo para la reconstrucción y desarrollo social del eje cafetero, desarrollaron un manual de construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente de viviendas de mampostería, en donde se enmarca en su capítulo 2 una metodología para la evaluación de grado de vulnerabilidad sísmica de viviendas de mampostería que será descrito a continuación.

Clasifican los tipos de viviendas de mampostería en Mampostería No reforzada, Mampostería Confinada, Mampostería Reforzada. A estas tipologías de mampostería se le estudian factores y detalles que afectan la vulnerabilidad global de la estructura, dividiendo estos factores en aspectos geométricos, constructivos, estructurales, cimentación, entorno y suelo (Las descripciones de los anteriores factores para la clasificación de la vulnerabilidad se encuentra en el Apéndice B). Cada aspecto enunciado anteriormente se califica mediante unos criterios muy sencillos y mediante visualización y comparación con patrones generales. La calificación se realiza en tres niveles, **Vulnerabilidad Baja =1, Vulnerabilidad Media = 2, Vulnerabilidad Alta = 3**. Se presenta a continuación un resumen de la evaluación final de la metodología AIS.

Tabla 3.7 Formulario de vulnerabilidad Método de la AIS

COMPONENTE	VULNERABILIDAD			
	Calificación de componentes	Calificación de la vulnerabilidad de cada aspecto	Factores de ponderación relativos	Vulnerabilidad ponderada
ASPECTOS GEOMETRICOS				
a) Irregularidad en planta de la edificación (IP)	1,2 o 3	$A1 = \frac{IP + CM + IA}{3}$	20%	0.2*A1
b) Cantidad de muros en las dos direcciones (CM)	1,2 o 3			
c) Irregularidades en altura (IA)	1,2 o 3			
ASPECTOS CONSTRUCTIVOS				
a) Calidad de las juntas de pega de morteros (CJ)	1,2 o 3	$A2 = \frac{CJ + TM + CMa}{3}$	20%	0.2*A2
b) Tipo y disposición de las unidades de mampostería (TM)	1,2 o 3			
c) Calidad de los materiales (CMa)	1,2 o 3			
ASPECTOS ESTRUCTURALES				
a) Muros confinados y reforzados (MCR)	1,2 o 3	$A3 = \frac{MCR + DCV + VA + CA + E + AC}{6}$	30%	0.3*A3
b) Detalles de columnas y vigas de confinamiento (DCV)	1,2 o 3			
c) Vigas de amarre o corona (VA)	1,2 o 3			
d) Características de las aberturas (CA)	1,2 o 3			
e) Entrepiso (E)	1,2 o 3			
f) Amarre de cubierta (AC)	1,2 o 3			
CIMENTACIÓN (C)	1,2 o 3	A4=C	10%	0.1*A4
SUELO (S)	1,2 o 3	A5= S	10%	0.1*A5
ENTORNO (En)	1,2 o 3	A6=En	10%	0.1*A6
CLASIFICACION GLOBAL DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA VIVIENDA Vulnerabilidad Baja = 1 Vulnerabilidad Media = 2 Vulnerabilidad Alta = 3				Redondear a cero la suma de la columna vulnerabilidad ponderada.

En cuanto a aspectos de comprensión de la persona que utilice este método, se puede decir que posee una ventaja en este campo, ya que especifica claramente los aspectos de los cuales depende la vulnerabilidad en una edificación, es decir, la geometría de la estructura, aspectos constructivos y aspectos estructurales. Posee un lenguaje claro y no tiene palabras difusas ni muy técnicas, lo que lo hace muy eficaz para la autoconstrucción o para aquellas construcciones que no van a tener a un técnico de supervisor. La autoconstrucción es una práctica muy común en Colombia, y así se ha construido la gran parte de este país, por lo que documentos como éste incentivan al mejoramiento de la calidad de la construcción y el comportamiento estructural sin elevar de una manera exagerada el costo de la vivienda. La deficiencia de este método es el hecho de que no relaciona el daño sufrido por la estructura con la vulnerabilidad propiamente dicha. Sólo indica qué tan vulnerable es en una escala que va desde **BAJA** hasta **ALTA**.

3.10 Método aplicado en la ciudad de Catania

Otro método analítico que utiliza modelos simples fue desarrollado por Calvi (1999) y aplicado a la ciudad de Catania (Calvi, 1999). El método se guía por los conceptos para análisis detallado de construcciones existentes basado en la asignación de la capacidad de desplazamiento de un edificio correspondiente a varios estados límite y en la demanda de desplazamiento resultante de un espectro de desplazamiento. El modelo utiliza muy pocos parámetros: el período de la construcción, el número de niveles y el tipo de material.

Se consideran cuatro estados de daño: **LS1** o no daño, **LS2** o con daños estructurales leves y daños no estructurales moderados, **LS3** corresponde a daños estructurales significativos y daños no estructurales severos y, finalmente, **LS4** indica el colapso. Para cada tipo de estructura y cada estado de daño se define un modelo estructural, en términos de una rigidez secante en el punto de desplazamiento máximo y un factor de reducción de demanda de desplazamiento, que depende de la energía disipada por la estructura. La fiabilidad de estos dos parámetros, derivados a partir de un número muy reducido de datos es pequeña y, por lo tanto, se

proporcionan intervalos, en vez de utilizar valores continuos. Los dos intervalos definen un rectángulo en el plano del espectro de desplazamiento y la probabilidad de ocurrencia de un cierto estado límite se obtiene integrando una función de densidad de probabilidad en el área bajo la línea del espectro de respuesta de desplazamiento (Calvi, 1999)⁴⁵.

3.11 Método FEMA 154

NEHRP FEMA154/Marzo 2002 Segunda edición Examinación visual rápida de edificaciones con potencial riesgo sísmico.

El documento FEMA 154, *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic hazards: A Handbook*, es el primer de una publicación de dos volúmenes sobre una metodología recomendada para la evaluación visual rápida de edificios con riesgo sísmico potenciales. La técnica base para la metodología incluye un sistema de puntuación y sus desarrollos están contenidos en el segundo volumen (FEMA 155, *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation*).

El procedimiento de examinación visual rápida (RVS) ha sido desarrollado por una amplia audiencia, incluyendo oficiales de edificios e inspectores, agencias de gobierno y propietarios de edificios del sector privado, para identificar, inventariar, y clasificar edificios que son potencialmente riesgosos sísmicamente. Aunque el RVS es aplicable a todos los edificios, su principal propósito es identificar:

- Edificios antiguos diseñados y construidos antes de la adopción de diseños sísmicos adecuados y de requerimientos detallados.
- Edificios sobre suelos pobres o blandos.

⁴⁵ CALVI, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(3), 411—438.

- Edificios que tienen características de comportamiento que influyen negativamente su respuesta sísmica.

Una vez identificado como potencialmente peligroso, tales edificios deberían ser evaluados más detalladamente por un diseñador profesional con experiencia en diseño sísmico, para determinar si en realidad son sísmicamente peligrosos.

El RVS usa una metodología basada sobre estudios externos a las edificaciones y un formulario de recolección de datos, los cuales los evaluadores deben completar, basado en la observación visual del edificio desde el exterior, y si es posible, desde el interior. El formulario de recolección de datos incluye espacio para documentar la información de identificación del edificio, incluyendo su uso y tamaño, una fotografía del edificio, esquema a mano alzada, y documentación de datos pertinentes relacionados al comportamiento sísmico, incluyendo el desarrollo de una cuenta numérica de riesgo sísmico.

Una vez se tome la decisión para conducir una examinación rápida visual para una comunidad o grupo de edificios debe existir un proceso de pre-planeamientos, incluyendo el entrenamiento de evaluadores, y descripción completa y detallada del proceso.

El llenado de los Formularios de Recolección de Datos en el campo empieza con la identificación del sistema estructural resistente a cargas laterales y los materiales de la edificación. Los puntajes de riesgo estructural básicos para diferentes tipos de edificaciones son dados en el formulario, y los evaluadores escogen el correspondiente. Para muchos edificios, vistos únicamente desde el exterior, esta importante decisión requiere que el evaluador sea entrenado y experimentado en construcción de edificios. Los evaluadores modifican el puntaje de riesgo estructural básico por identificación, escogiendo modificadores de puntaje, los cuales están relacionados a atributos de comportamiento observado, y los cuales son entonces sumados (o sustraídos) al puntaje de riesgo estructural básico para llegar a un

puntaje estructural final, **S**. El puntaje de riesgo estructural básico, los modificadores de puntaje, y el puntaje estructural final, **S**, todos se encuentran relacionados a la probabilidad de colapso del edificio, si ocurriera un movimiento del terreno severo (esto es, un nivel de movimiento del terreno equivalente al que actualmente se está usando en el diseño sísmico de nuevos edificios). El puntaje final **S** típicamente toma valores de 0 a 7, con los puntajes más altos de **S** corresponden al mejor comportamiento sísmico esperado.

El uso de los RVS sobre una base amplia de la comunidad permite a las autoridades RVS dividir los edificios examinados en dos categorías: aquellos que se esperan que tengan un comportamiento sísmico aceptable, y aquellos que pueden ser sísmicamente peligrosos y deberían ser estudiados más detalladamente. Un puntaje **S** de 2 es sugerido como un límite, basado en criterios de diseño sísmico actuales. Usando este punto límite, los edificios que tienen un **S** de 2 o menos deberían ser investigados por un diseñador profesional experimentado en diseño sísmico.

El procedimiento presentado en la FEMA 154 se asume como la fase de evaluación preliminar de un procedimiento multifases para la identificación de edificios potencialmente peligrosos. Los edificios identificados por este procedimiento deben ser analizados con más detalles por un diseñador sísmico experimentado. Debido a que la evaluación rápida visual es diseñada para ser desarrollada desde la calle, una inspección interna no siempre es posible, detalles peligrosos no siempre serán visibles, y edificios sísmicamente peligrosos pueden no ser identificados como tales. Y por el contrario edificios inicialmente identificados como potencialmente peligrosos por RVS pueden demostrar ser adecuados.

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
 FEMA-154 Data Collection Form

HIGH Seismicity

<p>Scale: _____</p>	<p>Address: _____ _____ Zip _____</p> <p>Other Identifiers _____</p> <p>No. Stories _____ Year Built _____</p> <p>Screened _____ Date _____</p> <p>Total Floor Area (sq. ft.) _____</p> <p>Building Name _____</p> <p>Use _____</p> <div style="text-align: center; padding: 50px 0;"> <p>PHOTOGRAPH</p> </div>														
OCCUPANCY	SOIL	TYPE						FALLING HAZARDS							
Assembly Commercial Emer. Services	Govt Historic Industrial	Office Residential School	Number of Persons 0 – 10 11 – 100 101-1000 1000+		A Hard Rock	B Avg. Rock	C Dense Soil	D Stiff Soil	E Soft Soil	F Poor Soil	<input type="checkbox"/> Unreinforced Chimneys	<input type="checkbox"/> Parapets	<input type="checkbox"/> Cladding	<input type="checkbox"/> Other: _____	
BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S															
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Soil Type D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8
FINAL SCORE, S															
<p>COMMENTS</p>														<p>Detailed Evaluation Required</p> <p>YES NO</p>	

* = Estimated, subjective, or unreliable data
 DNK = Do Not Know

BR = Braced frame
 FD = Flexible diaphragm
 LM = Light metal

MRF = Moment-resisting frame
 RC = Reinforced concrete
 RD = Rigid diaphragm

SW = Shear wall
 TU = Tilt up
 URM INF = Unreinforced masonry infill

Figura 3.1 Formulario del método FEMA 154

3.12 Método de la Escala Macrosísmica Europea (EMS)

En la propuesta del EMS-92 clasifica los tipos de estructuras en seis clases de vulnerabilidad que van desde la A (la de mayor vulnerabilidad) hasta la F (la de menor vulnerabilidad), en función de los materiales empleados en la construcción y el nivel de diseño sísmico. Esta clasificación representa una evolución de la primitiva y simple escala de intensidad MSK que clasifica los edificios en tres grandes tipologías **A, B y C**.

La base para el establecimiento de la EMS fue la escala MSK, la cual es en sí misma una actualización que se basó en las experiencias disponibles en los sesentas, deducidas de la aplicación de la escala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), la escala modificada de Mercalli (MM-31 y MM-56) y la escala de Medvedev, conocida también como escala GEOFIAN que data de 1953. Medvedev propuso en 1976 y en 1978 pequeños, casi indetectables, cambios a la escala MSK-64. En ese tiempo se hizo evidente para muchos usuarios que la escala necesitaba varias mejoras, más claridad y ajustes para incorporar técnicas de construcción recientemente introducidas. Un Panel de Expertos Ad-Hoc llevó a cabo un análisis de los problemas que surgieron al aplicar la escala MKS-64 durante una reunión en Jena, en marzo de 1980 (publicado en Gerlands Beitr. Geophys., 1981, donde se incorporaron la propuestas iniciales de S. V. Medvedev). Las recomendaciones de este grupo de expertos eran de pequeña naturaleza con respecto a los cambios.

En su última versión, la EMS-98 mantiene la definición de las seis clases de vulnerabilidad y modifica la definición de las tipologías estructurales incorporando las estructuras metálicas y discriminando el sistema resistente de las estructuras de hormigón armado entre pórticos y muros.

Una de las principales intenciones para la creación de esta nueva escala no era la de cambiar la consistencia interna de la escala. Esto ocasionaría evaluaciones de intensidades que serían distintas con respecto a la aplicación de escalas de 12 grados comúnmente empleadas, lo que implicaría una reclasificación de todas las evaluaciones de intensidades llevadas a cabo con anterioridad. Esto debía de evitarse a toda costa. Resultaría en una completa confusión en todos los estudios

sobre sismicidad y amenazas sísmicas que dependen ampliamente de datos macrosísmicos.

La descripción de la escala propuesta por la EMS-98 se muestra a continuación

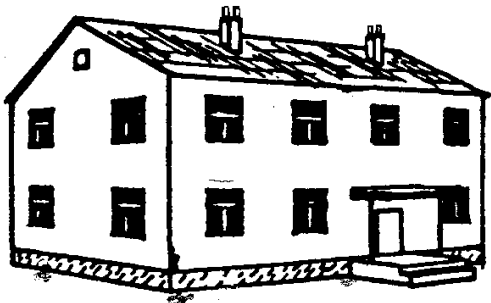

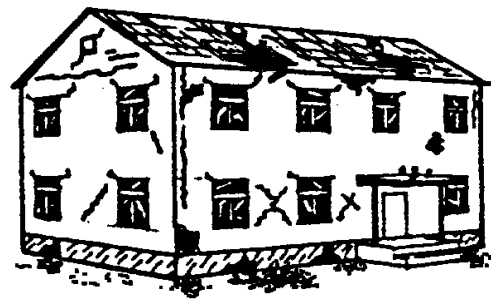
Tabla 3.8 Escala de vulnerabilidad de la EMS-98


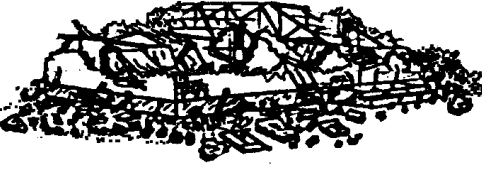
Tipo de Estructura	Clase de Vulnerabilidad					
	A	B	C	D	E	F
MAMPOSTERIA	Cantos rodados, rocas	○				
	Adobe (ladrillo de tierra)	○—				
	Roca simple	—○				
	Roca masiva	—○—				
	Sin refuerzo, con unidades de rocas manufacturadas	—○—				
	Sin refuerzo, con pisos de concreto reforzado	—○—				
	Reforzada o confinada			—○—		
CONCRETO REFORZADO	Marco sin diseño sismorresistente (DSR)		—○—			
	Marco con nivel moderato de DSR		—○—			
	Marco con alto nivel de DSR		—○—			
	Muros sin DSR		—○—			
	Muros con moderato nivel de DSR		—○—			
	Muros con alto nivel de DSR			—○—		
ACERO	Estructuras de acero			—○—		
MADERA	Estructuras de madera		—○—			

○ Clase más típica de vulnerabilidad; — Rango probable;
 Rango de casos menos probables, casos excepcionales

Los tipos de estructura de mampostería se deben leer como, e. g. mampostería de roca simple, mientras que las estructuras de concreto reforzado (CR) se deben leer como, e. g. marco de CR o muro de CR.

Tabla 3.9 Clasificación de daño a edificios de mampostería EMS

	<p>Grado 1: Sin daño o daño leve (Sin daño estructural, daño no estructural leve)</p> <p>Grietas muy delgadas en muy pocos muros. Caída de pequeños pedazos de repello. Caída de rocas sueltas desde la parte alta de edificios en muy pocos casos.</p>
	<p>Grado 2: Daño moderado (daño estructural leve, daño no estructural moderado)</p> <p>Grietas en muchos muros. Caída de pedazos grandes de repello. Colapso parcial de chimeneas.</p>
	<p>Grado 3: Daño substancial a severo (daño estructural moderado, daño no estructural moderado)</p> <p>Grietas largas y extensas en casi todos los muros. Caída de tejas. Fractura de las chimeneas en la línea del techo; falla de elementos individuales no estructurales (particiones, tabicaciones).</p>

	<p align="center">Grado 4: Daño muy severo (daño estructural severo, daño no estructural muy severo)</p> <p align="center">Falla seria en muros; falla estructural parcial de techos. Falla de techos y pisos.</p>
	<p align="center">Grado 5: Destrucción (daño estructural muy severo)</p> <p align="center">Colapso o casi colapso total.</p>

Organización de la escala:

- a) Efectos en las personas.
- b) Efectos en los objetos y en la naturaleza
- c) Daños en edificios.

La descripción de los grados de intensidad EMS-98 se presenta a continuación:

Grado I. No sentido.

- a) No sentido, ni en las condiciones más favorables.
- b) Ningún efecto.
- c) Ningún daño.

Grado II. Apenas sentido.

- a) El temblor es sentido sólo en casos aislados (< 1%) de individuos en reposo y en posiciones especialmente receptivas dentro de edificios.
- b) Ningún efecto.
- c) Ningún daño.

Grado III. Débil.

- a) El terremoto es sentido por algunos dentro de edificios. Las personas en reposo sienten un balanceo o ligero temblor.
- b) Los objetos colgados oscilan levemente.
- c) Ningún daño.

Grado IV. Ampliamente observado.

- a) El terremoto es sentido dentro de los edificios por muchos y sólo por muy pocos en el exterior. Se despiertan algunas personas. El nivel de vibración no asusta. La vibración es moderada. Los observadores sienten un leve temblor o cimbreo del edificio, la habitación o de la cama, la silla, etc.
 - b) Golpeteo de vajillas, cristalerías, ventanas y puertas. Los objetos colgados oscilan. En algunos casos los muebles ligeros tiemblan visiblemente. En algunos casos chasquidos de la carpintería.
- c) Ningún daño.

Grado V. Fuerte.

- a) El terremoto es sentido dentro de los edificios por la mayoría y por algunos en el exterior. Algunas personas se asustan y corren al exterior. Se despiertan muchas de las personas que duermen. Los observadores sienten una fuerte sacudida o bamboleo de todo el edificio, la habitación o el mobiliario.
- b) Los objetos colgados oscilan considerablemente. Las vajillas y cristalerías chocan entre sí. Los objetos pequeños, inestables y/o mal apoyados pueden desplazarse o caer. Las puertas y ventanas se abren o cierran de pronto. En algunos casos se rompen los cristales de las ventanas. Los líquidos oscilan y pueden derramarse de recipientes totalmente llenos. Los animales dentro de los edificios se pueden inquietar.
- c) Daños de grado 1 en algunos edificios de clases de vulnerabilidad A y B.

Grado VI. Levemente dañino.

- a) Sentido por la mayoría dentro de los edificios y por muchos en el exterior. Algunas personas pierden el equilibrio. Muchos se asustan y corren al exterior.

b) Pueden caerse pequeños objetos de estabilidad ordinaria y los muebles se pueden desplazar. En algunos casos se pueden romper platos y vasos. Se pueden asustar los animales domésticos (incluso en el exterior).

c) Se presentan daños de grado 1 en muchos edificios de clases de vulnerabilidad A y B; algunos de clase A y B sufren daños de grado 2; algunos de clase C sufren daños de grado 1.

Grado VII. Dañino.

a) La mayoría de las personas se asusta e intenta correr fuera de los edificios. Para muchos es difícil mantenerse en pie, especialmente en plantas superiores.

b) Se desplazan los muebles y pueden volcarse los que sean inestables. Caída de gran número de objetos de estanterías. Salpica el agua de los recipientes, depósitos y estanques.

c) Muchos edificios de clase de vulnerabilidad A sufren daños de grado 3; algunos de grado 4. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad B sufren daños de grado 2; algunos de grado 3. Algunos edificios de clase de vulnerabilidad C presentan daños de grado 2. Algunos edificios de clase de vulnerabilidad D presentan daños de grado 1.

Grado VIII. Gravemente dañino.

a) Para muchas personas es difícil mantenerse en pie, incluso fuera de los edificios.

b) Se pueden volcar los muebles. Caen al suelo objetos como televisores, máquinas de escribir, etc. Ocasionalmente las lápidas se pueden desplazar, girar o volcar. En suelo muy blando se pueden ver ondulaciones.

c) Muchos edificios de clase de vulnerabilidad A sufren daños de grado 4; algunos de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad B sufren daños de grado 3; algunos de grado 4. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad C sufren daños de grado 2; algunos de grado 3. Algunos edificios de clase de vulnerabilidad D presentan daños de grado 2.

Grado IX. Destructor.

a) Pánico general. Las personas pueden ser lanzadas bruscamente al suelo.

b) Muchos monumentos y columnas se caen o giran. En suelo blando se ven ondulaciones.

c) Muchos edificios de clase de vulnerabilidad A sufren daños de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad B sufren daños de grado 4; algunos de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad C sufren daños de grado 3; algunos de grado 4. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad D sufren daños de grado 2; algunos de grado 3. Algunos edificios de clase de vulnerabilidad E presentan daños de grado 2.

Grado X. Muy destructor.

c) La mayoría de los edificios de clase de vulnerabilidad A presentan daños de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad B sufren daños de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad C sufren daños de grado 4; algunos de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad D sufren daños de grado 3; algunos de grado 4. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad E sufren daños de grado 2; algunos de grado 3. Algunos edificios de clase de vulnerabilidad F presentan daños de grado 2.

Grado XI. Devastador.

c) La mayoría de los edificios de clase de vulnerabilidad B presentan daños de grado 5. La mayoría de los edificios de clase de vulnerabilidad C sufren daños de grado 4; muchos de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad D sufren daños de grado 4; algunos de grado 5. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad E sufren daños de grado 3; algunos de grado 4. Muchos edificios de clase de vulnerabilidad F sufren daños de grado 2; algunos de grado 3.

Grado XII. Completamente devastador.

c) Se destruyen todos los edificios de clases de vulnerabilidad A, B y prácticamente todos los de clase C. Se destruyen la mayoría de los edificios de clase de vulnerabilidad D, E y F. Los efectos del terremoto alcanzan los efectos máximos concebibles.

CAPITULO 4

METODOLOGIA DESARROLLADA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES Y SUS MODIFICACIONES.

4.1 METODO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD

4.1.1 Generalidades

El procedimiento propuesto por D. Benedetti y V. Petrini en Italia⁴⁶, bien se puede definir como un método indirecto el cual fue adoptado por el Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti (GNDT) del C.N.R (Italia) desde el año 1982, con el propósito de determinar de una manera rápida y sencilla la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes. Tal procedimiento se fundamenta en el análisis de una serie de información sobre las características de los elementos constitutivos de una edificación que se colecciona a través de formularios de vulnerabilidad. El procedimiento posee la características de ser subjetivo, basado en el juicio de expertos, permite estimar la vulnerabilidad en función de un cierto número de parámetros que representan la predisposición de una edificación a sufrir daño debido a un evento sísmico. Particularmente algunos parámetros comprenden el comportamiento de los elementos estructurales, mientras otros el comportamiento del conjunto constructivo.

La vulnerabilidad de la edificación **V** es asignada de modo convencional, usando un índice numérico que varía entre 0 (Para edificaciones que respetan la normatividad sísmica vigente) y 100 (Para edificaciones con características de baja calidad) en base a un número de parámetros definidos. Para cada uno de los parámetros viene atribuida una clase que varia de la **A**, la mejor clase, a la **D**, la clase peor (Para las

⁴⁶ BENEDETTI D, PETRINI V. "Sulla vulnerabilità sísmica di edifici in muratura: Prioste di un método di valutazione, L'industria delle Costruzioni Roma 1984.

edificaciones de hormigón armado se definen 3 clases **A, B, C**). Para cada parámetro se fijan algunas descripciones que permiten asignar la edificación a una de las clases con un grado alto de objetividad. Cada clase cuenta con una puntuación, atribuida con anterioridad (**K_i**), a veces esta varía de parámetro a parámetro, Además cada parámetro posee un peso atribuido (**W_i**)⁴⁷ que refleja la importancia de cada uno de los parámetros dentro del sistema resistente de la edificación. (Ver Tabla 4.1) El índice de vulnerabilidad está definido como la suma ponderada de los puntajes de cada parámetro.

$$V = \sum_i K_i * W_i \quad (\text{Mampostería}) \quad (4.1)$$

Los puntajes y pesos de cada parámetro fueron determinados a través del análisis estadístico y la opinión de expertos de los datos de daño recolectados en terremotos sucedidos en diferentes regiones de Italia ocurridos desde el año 1976.

Con respecto al formulario de levantamiento este consta de dos niveles, los cuales se han diseñado con el propósito de tener dos grados de aproximación. El primer nivel sirve para seleccionar los edificios más peligrosos desde el punto de vista estructural y posteriormente, dichos edificios se investigan con el segundo nivel para obtener una apreciación más exacta de la vulnerabilidad. El primer nivel incluye los datos generales del edificio, tales datos incluye: Ubicación, dimensiones, utilización, tipología estructural, además de un apartado para la recopilación de la extensión y el nivel de daño que se utiliza para las investigaciones post-terremotos (Parte de este formulario se encuentra en el Apéndice A de este libro). Sin embargo no forma parte fundamental del método ya que no influye para nada en el cálculo del índice de vulnerabilidad.

⁴⁷ GNDT(Italia), DISTRIBUZIONE NAZIONALE DELLA VULNERABILITA' MEDIA COMUNALE, *Fabrizio Meroni, Vincenzo Petrini, Gaetano Zonno,*

Por el contrario, el segundo nivel se recopila los datos y parámetros fundamentales para el cálculo del índice de vulnerabilidad que consiste a su vez en dos apartados distintos uno para edificaciones de mampostería y otro para hormigón armado.⁴⁸

4.1.2 Adaptación del Modelo

El desarrollo de este modelo a sido realizado en el ámbito Europeo, más exactamente en Italia por el Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT 1982), bajo condiciones diferentes a las nuestras, es por eso que se debe establecer algún tipo de modificación al modelo para adecuarlas al contexto de las estructuras de la zona de estudio. Esas modificaciones estarán dirigidas en los siguientes aspectos: Análisis de los parámetros del modelo con el fin de determinar si son suficientes para determinar el grado de vulnerabilidad de las edificaciones de la zona de estudio frente a la acción sísmica y establecer una adaptación de las instrucciones para determinar la clase de cada parámetro al contexto de las edificaciones de la región.

Estas modificaciones se definirán de la siguiente manera:

- En cuanto a los Parámetros: Realizar consultas de metodologías nacionales como las propuestas por la AIS, extranjeras y consultas a expertos.
- En cuanto a las instrucciones de las clases de cada parámetro: De igual forma hacer consultas de metodologías nacionales y extranjeras, opinión de expertos, además de una revisión fotográfica de las edificaciones de la zona.

⁴⁸AGUIAR, Roberto, CANAS, José. Vulnerabilidad Sísmica de Edificios. Monografías de Ingeniería Sísmica, Monografía CIMNE IS-6, Editor A. H. Barbat, España 1994

4.1.3 Formulario del el Índice de Vulnerabilidad para Edificaciones de Mampostería

Tabla 4.1 Calificación y peso de ponderación de ítems de vulnerabilidad (Mampostería)

N°	PARÁMETRO	K _i (A)	K _i (B)	K _i (C)	K _i (D)	PESO W _i
1	Organización del sistema resistente.	0	5	20	45	1.00
2	Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.50
4	Posición del edificio y cimentación.	0	5	25	45	0.75
5	Diafragma horizontales.	0	5	15	45	1.00
6	Configuración en planta.	0	5	25	45	0.50
7	Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8	Distancia máxima entre los muros.	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta.	0	15	25	45	1.00
10	Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación.	0	5	25	45	1.00
12	Edificaciones adyacentes					

Con anterioridad al desarrollo de los parámetros de Índice de Vulnerabilidad es fundamental y necesario aclarar los tipos de edificaciones de mampostería que se pueden evaluar con el siguiente formulario, se realizará una pequeña descripción de los mismos para la eventual identificación de éstos.

TIPOS DE UNIDADES DE MAMPOSTERIA

- **Tapia:** Cada uno de los trozos de pared que se forma mezclando la tierra con alguna parte de cal.
- **Bloque:** Tipo de piezas de mampostería que tiene huecos.
 1. Bloque de perforaciones horizontales: Es un bloque de arcilla cocida o concreto cuya perforaciones son horizontales y que se colocan sobre la cara que no esta perforada.
 2. Bloque de perforaciones verticales: Es un bloque de concreto o de arcilla cocida que tiene perforaciones verticales.
- **Ladrillo:** Es una unidad de mampostería sólida.
 1. Tolete: Moldeado de arcilla cocida, concreto o sílice – calcáreo.
 2. Adobe: Moldeado con tierra arcillosa y paja, secados al sol.

TIPOS DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERIA

1. MAMPOSTERIA EN TAPIA PISADA

Es la construcción con base en tierra amasada y apisonada capa por capa en una horma o en medio de dos tablones – encofrado.

2. MAMPOSTERIA EN LADRILLO O BLOQUES

a) MAMPOSTERIA NO REFORZADA

Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de morteros que no esta reforzada internamente con barras, alambres de acero o mortero de relleno que se inyecta en las celdas.

b) MAMPOSTERIA CONFINADA

Es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de morteros, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construido alrededor del muro.⁴⁹

Según estas definiciones se dividirán las edificaciones de mampostería en dos grupos: Edificaciones de mampostería tradicionales que son las compuestas por tapia y adobe, y las edificaciones de mampostería de ladrillo y bloque.

A continuación se describirá cada uno de los parámetros que integra el formulario de evaluación del índice de vulnerabilidad, es de aclarar que algunos ítems sufrieron modificaciones del formulario original, y se agrego un ítems, que es el perteneciente a edificaciones adyacentes.

⁴⁹ ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá Imprenta Nacional de Colombia, 1998.

Parámetro 1: Organización del sistema resistente.

Con este parámetro se trata de estimar la eficacia de la estructura existente, prescindiendo del tipo de material, atendiendo a los detalles como la existencia de viguetas o vigas y columnas. Estas cumplen una función muy importante que es la de repartir de manera uniforme la carga, tanto vertical como horizontal a los muros, excluyendo de esa manera las concentraciones de esfuerzo. Así como también se evalúa otro detalle importante como es el de los enlaces entre los elementos de resistencia vertical, la ligazón de las paredes y cómo están conectadas en sus encuentros esquineros.

- Edificación en mampostería confinada en todas las plantas. **Calificación A.**
- Edificación en mampostería que solo posee vigas de confinamiento sin columnas o columnas sin vigas de confinamiento o poseen vigas y columnas de confinamiento pero no en todas las plantas. **Calificación B.**
- Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas, y que se encuentra constituido por paredes ortogonales bien ligadas. **Calificación C.**
- Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas, con paredes ortogonales no ligadas o mal ligadas. **Calificación D.**

Parámetro 2: Calidad del sistema resistente.

Mediante este parámetro se evalúa la calidad de la mampostería utilizada y la regularidad de las propiedades de la pared, con vistas a “medir” que tan homogéneo podría llegar a ser su comportamiento, que tan uniforme podría ser la distribución de esfuerzos en las unidades o si, por el contrario, podrían esperarse concentraciones de esfuerzos en ciertos sitios y, consecuentemente, puntos débiles por donde el muro podría sufrir el fallo. Siguiendo algunas directrices propuesta por la AIS en su

manual de mampostería, en la sección de aspectos constructivos, y también el formulario original italiano se estableció que la colocación de la clase en este ítem se efectuará en función de 3 factores:

1. El tipo de material: La buena calidad del material de mampostería es un parámetro difícil de evaluar a simple vista, sin embargo se evaluara principalmente por la uniformidad de la forma, es decir si las piezas poseen dimensiones constantes en toda la extensión del muro. Hay que aclarar que no se evalúa el estado de la mampostería ya que este aspecto se evaluara el ítem estado de conservación.

-Buena calidad: Dimensiones constantes de las piezas de mampostería en toda la extensión del muro.

-Baja calidad: Dimensiones no constantes de las piezas en toda la extensión del muro.

2. La homogeneidad: Definida en dos aspectos

a) La correcta disposición y secuencia de los elementos que constituyen el muro, es decir las piezas de mampostería están colocadas de manera uniforme y continua hilada tras hilada.

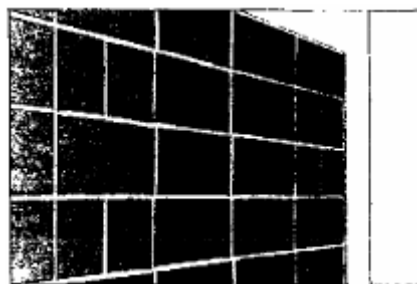
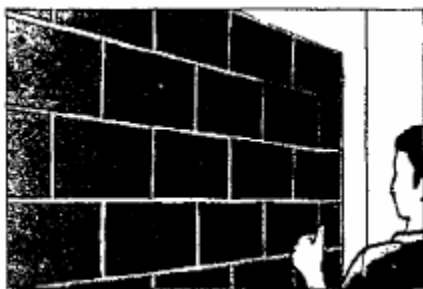


Figura 4.1 a) Correcta disposición de las piezas

AIS

b) Incorrecta disposición de las piezas

b) La no inclusión de otros materiales dentro de los muros diferentes al utilizado (Por ejemplo incluir piedra o guijarros dentro de la mampostería de ladrillo).

Se puede decir que es:

- *Homogéneo* si todas las piezas dentro de los muros cumplen el aspecto (a)
- *No muy homogéneo* si algunas piezas cumplen el aspecto (a).
- *No homogéneo* si ninguna de las piezas cumple el aspecto (a) o no cumple el aspecto (b).
-

3. La trabazón o ligamento de los elementos. Los lineamientos para evaluar la calidad de las juntas, que es la que ofrece el ligamento entre los elementos es el siguiente.

- a) La mampostería no se encuentra despegada del mortero.
- b) El espesor de la mayoría de las pegas está entre 0.7 y 1.3 cm, tanto vertical como horizontalmente.

El ligamento se considera:

- *Buen ligamento:* Si cumple las 2 condiciones anteriores.
- *Mal ligamento:* Si no cumple una de las dos condiciones.

La clasificación de este ítem queda de la siguiente manera:

- Mampostería de buena calidad, con piezas homogéneas y presencia de buen ligamento. **Calificación A**
- Mampostería de buena calidad, con piezas no muy homogéneas y bien ligadas. **Calificación B**
- Mampostería de baja calidad con piezas homogéneas o no muy homogéneas y se encuentran bien ligadas. **Calificación C**
- Mampostería de buena o baja calidad, con piezas no homogéneas o mal ligadas. **Calificación D**

Parámetro 3: Resistencia convencional

Este es un parámetro que evalúa con bastante fiabilidad la resistencia que puede presentar un edificio frente a cargas horizontales mediante la relación entre el cortante resistente y el cortante actuante (utilizando la hipótesis del comportamiento de la estructura ortogonal cerrada, tipo cajón).

Para evaluar el cortante resistente se utiliza el concepto del coeficiente sísmico, **C**, definido como la relación entre la fuerza máxima resistente horizontal y el peso del edificio, mediante las fórmulas siguientes:

$$C = \frac{\alpha_o * \tau_k}{q * N} \sqrt{1 + \frac{q * N}{1.5 * \alpha_o * \tau_k * (1 + \gamma)}} \quad (4.3)$$

$$\alpha_o = \frac{A}{A_t}; A = \min[A_x; A_y] \quad (4.3.1)$$

$$\gamma = \frac{B}{A}; B = \max[A_x; A_y] \quad (4.3.2)$$

$$q = \frac{(A + B) * h}{A_t} * P_m + P_s \quad (4.3.3)$$

Donde **N**= Numero de pisos, **A_t** = Área total en planta (m²), **A_x** y **A_y** = Áreas totales resistentes de muros en la dirección “x” y “y” (m²). Las paredes consideradas como parte del esquema resistente a fuerzas laterales son aquellas que están vinculadas al sistema de entrepiso y que además no tienen aberturas que superen el 60% del área total de la pared; es decir, se dejan de considerar aquellas paredes que cumplen exclusivamente la función arquitectónica de dividir espacios y aquellas con grandes aberturas. , **h** = altura en promedio de los entrepisos (m), **P_m** = Peso específico de la mampostería (Ton/m³), **P_s** = Peso por unidad de área del diafragma (Ton/m²), **q** = representa el peso de un piso por unidad de área cubierta y es igual al peso de los muros más el peso del diafragma horizontal, asumiendo que no existen variaciones excesivas de masa entre los diferentes pisos del edificio.

$$\tau_k = \frac{\sum \tau_i * A_i}{\sum A_i} \quad (4.3.4)$$

τ_k = Resistencia al cortante de muros de mampostería (Ton/m²), La fórmula (4.3.4), se utiliza en el caso de que la mampostería se componga de diferentes materiales, el valor de τ_k se determina como un promedio ponderado de los valores de resistencia a cortante para cada uno de los materiales τ_i , utilizando como factor de peso el porcentaje relativo en área A_i de cada uno de ellos, de lo contrario solo se utiliza el valor de la resistencia a cortante del tipo de mampostería única que existe.

La calificación final de este ítem se realizará mediante la relación $\alpha = C/Z$ donde **Z** es un coeficiente sísmico de referencia, que corresponde al mismo valor del espectro elastico de aceleraciones **Sa**, entonces seria para edificaciones de mampostería con periodos pequeños, **Sa** = 2.5*Aa*1 = 2.5*0.25*1 = 0.63 para el caso de Bucaramanga con **Aa** = 0.25, finalmente quedaría **Z**= 0.63, de la siguiente manera.

- Edificación con un valor de $\alpha \geq 1$: **Calificación A.**
- Edificación con un valor de α entre 0.6 y 1: **Calificación B.**
- Edificación con un valor de α entre 0.4 y 0.6: **Calificación C.**
- Edificación con un valor de $\alpha < 0.4$: **Calificación D.**

Parámetro 4: Posición del edificio y de la cimentación

Con este parámetro se busca evaluar la influencia del contorno, y la cimentación frente a una solicitación sísmica, se tienen en cuenta aspectos como son tipo de suelo, la pendiente del terreno, la posible ubicación de la fundación a diferentes alturas, y el empuje de tierra producido por un talud sobre la edificación. Hay que aclarar que debido a la imposibilidad física de determinar el tipo de cimentación existente o las características de ésta (por ejemplo existencia de vigas de amarre),

en la edificación se optó por no incluir este aspecto tan importante, una posible forma de incluir esta característica es acudiendo a otra variable que es el año de construcción de la edificación que identifica la norma de construcción bajo la cual fue construida. Sin embargo aunque se incluya este aspecto nada garantiza que se cumpla la normativa, y especialmente en las edificaciones de mampostería.

Por todo lo anterior este ítem se clasifica de la siguiente manera.

- Edificación cimentada sobre suelo **S1** ó **S2** con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. **Calificación A**
- Edificación cimentada sobre suelo **S1** ó **S2** con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre suelo **S3** ó **S4** con pendiente comprendida entre un 10% y un 20%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. **Calificación B**
- Edificación cimentada sobre suelo **S3** ó **S4** con pendiente comprendida entre un 20% y un 30% o sobre suelo **S1** ó **S2** con pendiente comprendida entre un 30% y un 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. **Calificación C**
- Edificio cimentado sobre suelo **S3** ó **S4** con pendiente mayor al 30% o suelo **S1** ó **S2** con pendiente mayor al 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a 1 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. **Calificación D.**

Parámetro 5: Diafragmas Horizontales

Este parámetro busca principalmente evaluar dos aspectos, la suficiente rigidez del diafragma en el plano, y las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales, sean de carácter adecuado.

- Edificación con diafragmas, de cualquier naturaleza, que satisfacen las condiciones:
 1. Ausencia de planos a desnivel.
 2. La deformabilidad del diafragma es despreciable. Se considera despreciable la deformación cuando el porcentaje de abertura en el diafragma es menor de un 30%.
 3. La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz. **Calificación A**
- Edificación con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen una de las condiciones. **Calificación B**
- Edificación con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen dos de las condiciones. **Calificación C**
- Edificación cuyos diafragmas no cumplen ninguna de las tres condiciones. **Calificación D**

Parámetro 6: Configuración en planta

Este ítem se evalúa en base a la relaciones geométricas $\beta_1 = a/L$ y $\beta_2 = b/L$ que son las relaciones entre el lado menor y mayor, y la consideración de posibles protuberancias. Además se agregan 3 tipos de irregularidades en planta establecidos en la NSR-98.

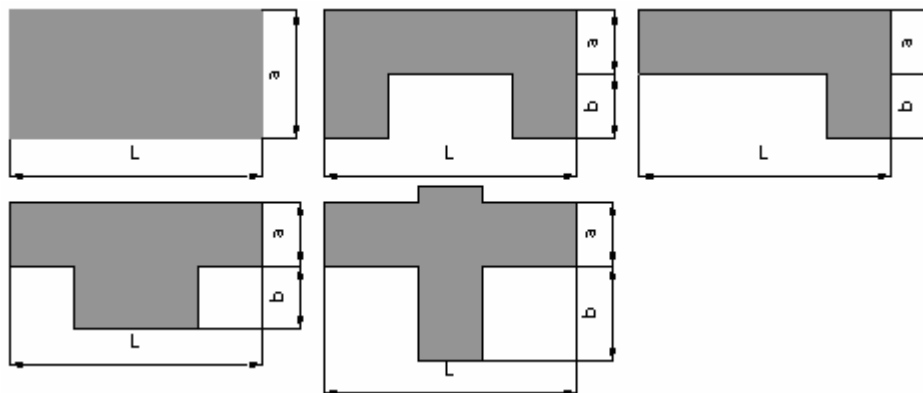


Figura 4.2 Configuración en planta de la estructura

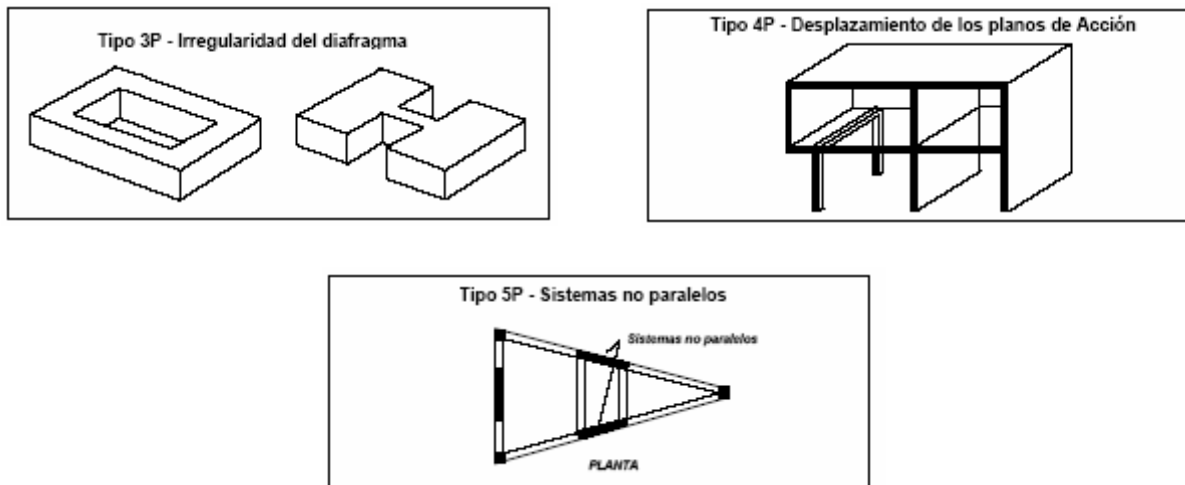


Figura 4.3 Irregularidades en planta de la estructura NSR-98

- Edificación con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$. **Calificación A**
- Edificación con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$. **Calificación B**
- Edificación con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$ o presenta las irregularidades en planta 3P o 5P. **Calificación C**
- Edificación con $0.4 > \beta_1$ ó $0.3 < \beta_2$ o presenta la irregularidad en planta 4P. **Calificación D**

Parámetro 7: Configuración en elevación

Este ítem se calificara reportando la variación de masa en porcentaje $\pm \Delta M/M$ entre dos pisos sucesivos.

- Edificación con $-\Delta M/M < 10\%$ o edificaciones de un solo piso. **Calificación A**
- $10\% \leq -\Delta M/M < 20\%$. **Calificación B**
- $-\Delta M/M > 20\%$. **Calificación C**
- $+\Delta M/M > 0$. **Calificación D**

ΔM = Variación máxima de la masa en dos pisos sucesivos, utilizando el signo (+) si se trata de aumento o el (-) si se trata de disminución de masa hacia lo alto del edificio. **M** es la masa del piso más bajo.

Parámetro 8: Distancia máxima entre los muros

Con este parámetro se tiene en cuenta la presencia de muros cargueros interceptados por muros transversales ubicados a distancia excesiva entre ellos.

- Edificio con $L/S < 15$. **Calificación A**
- Edificio con $15 \leq L/S < 18$. **Calificación B**
- Edificio con $18 \leq L/S < 25$. **Calificación C**
- Edificio con $L/S \geq 25$. **Calificación D**

Donde **L** = Espaciamiento de los muros transversales, **S** = Espesor del muro maestro. Se realiza siempre una evaluación del caso más desfavorable.

Parámetro 9: Tipo de cubierta

Se estudia en este parámetro, la capacidad que tiene el techo de una edificación para resistir un movimiento provocado por la fuerza sísmica.

- Edificio con cubierta estable y provista de viga cumbreira; ó edificio con cubierta plana. **Calificación A**
- Edificio con cubierta estable y bien conectada a los muros, pero sin viga cumbreira; ó edificio con cubierta parcialmente estable y provista de viga cumbreira. **Calificación B**
- Edificio con cubierta inestable, provista de viga cumbreira. **Calificación C**
- Edificio con cubierta inestable, sin viga cumbreira. **Calificación D**

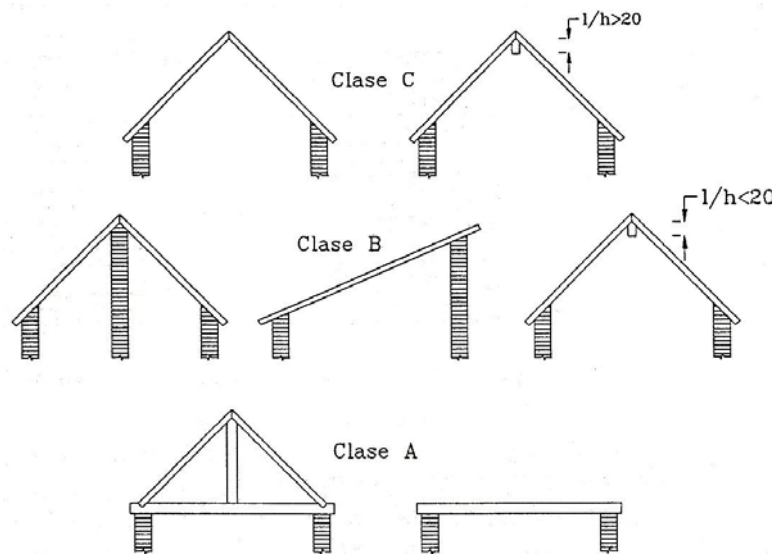


Figura 4.4 Tipologías de Cubiertas (Yepez 1996)

Parámetro 10: Elementos no estructurales

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de parapetos y cornisas u otro elemento no estructural, que pueda causar víctimas por la caída de estos, principalmente en los balcones o voladizos donde la componente vertical de los sismos puede llegar a afectar estos elementos y a toda la estructura. Este parámetro es de carácter secundario para fines de evaluación de la vulnerabilidad, por eso no hay diferencia en la clasificación de los primeros dos clases

- Edificio sin cornisas y sin parapetos; ó edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto, ó edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas. **Calificación A**
- Edificio sin cornisas y sin parapetos; ó edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto, ó edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas. **Calificación B**

- Edificio con elementos de pequeña dimensión, mal vinculados a la pared.**Calificación C**
- Edificio que presenta cualquier tipo de elemento en el techo, mal vinculado a la estructura tales como: Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos, que pueden caer en caso de terremoto; ó edificio con balcones contruidos posteriormente a la estructura principal y conectada a ésta de modo deficiente.**Calificación D**

Parámetro 11: Estado de conservación

Se establece la clasificación de las clases de la siguiente manera:

- Muros en buena condición, sin fisuras visibles.**Calificación A**
- Muros que presentan fisuras no extendidas, con excepción de los casos en los cuales han sido producidas por terremotos.**Calificación B**
- Muros con fisuras de tamaño medio entre 2 a 3 milímetros de ancho producidas por sismos ó; edificio que no presenta fisuras pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de la mampostería.
Calificación C
- Muros que presentan, un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes ó, fisuras muy de más de 3 milímetros de ancho.**Calificación D**

Parámetro 12: Edificaciones adyacentes

El daño provocado en edificaciones por estructuras adyacentes es uno de los problemas más comunes durante la ocurrencia de sismos. Se presentan regularmente dos problemas: a) Los entresijos o diafragmas de la estructura adyacente tienen diferente elevación, esto provoca que cada estructura pueda actuar golpeando las columnas de la otra edificación, b) Cuando una de las edificaciones es más alta que la otra, la más baja puede disminuir el desplazamiento de la otra en el

punto superior de contacto entre las dos, esto provoca, a su vez que la menor reciba una inesperada carga mientras las más alta sufre de una mayor discontinuidad de rigidez en altura. Obviamente este parámetro depende directamente de las distancias entre las edificaciones. La clasificación de este parámetro se determinó con base los lineamientos propuestos por la FEMA-178 quedando de la siguiente manera:

- Edificaciones que presentan las siguientes características
 1. Las estructuras adyacentes se encuentran alejadas un 1% de la altura total de la edificación en evaluación.
 2. CASO 1: Edificación más alta que la adyacente. Existen estructuras adyacentes que estén a más de la mitad de la altura de la edificación bajo estudio. CASO 2: Edificación más baja que la adyacente. Existen estructuras adyacentes que tienen una altura inferior al doble de la altura de la edificación bajo estudio.
 3. Los entrepisos o diafragmas de las estructuras adyacentes se encuentran a la misma altura de los entrepisos de la edificación a evaluar. **Calificación A**
- Edificación que no cumplen con la condición 1 de la clase A. **Calificación B**
- Edificación que no cumplen con la condición 1 y 2 de la clase A. **Calificación C**
- Edificación que no cumplen con ninguna de las condiciones de la clase A. **Calificación D**

CAPITULO 5

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA

5.1 INTRODUCCION

La mampostería es ampliamente utilizada para la construcción de vivienda popular en el mundo y especialmente en los países de Latino América, es de entender que la modesta capacidad económica de la mayoría de nuestra población, desencadena la construcción de viviendas con materiales de bajo costo, y además en muchos lugares la mampostería es el único material disponible de construcción. También cabe decir que en algunas ocasiones la mampostería es utilizada para albergar infraestructura básica, actividades gubernamentales etc, o estructuras que deben ser funcionales en actividades post-terremotos. Es una realidad el gran uso que tiene la mampostería en sociedades subdesarrolladas como material estructural de las edificaciones, atreviéndonos a decir que en mayor porcentaje que el hormigón armado.

Como consecuencia al amplio uso que se le ha dado a este material, no solamente en países subdesarrollados sino también en países desarrollados, en la construcción tanto de edificios históricos como viviendas, ha generado que las edificaciones de mampostería se conviertan en la mayor causa de muertes en terremotos debido al colapso de estos, esta afirmación se basa en un estudio realizado en la Universidad de Cambridge⁵⁰ que se resume en la siguiente Figura.

⁵⁰ YÉPEZ MOYA, Fabricio, Memoria de tesis doctoral METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULENRABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION, Barcelona, Julio de 1996 Pág. 63,64

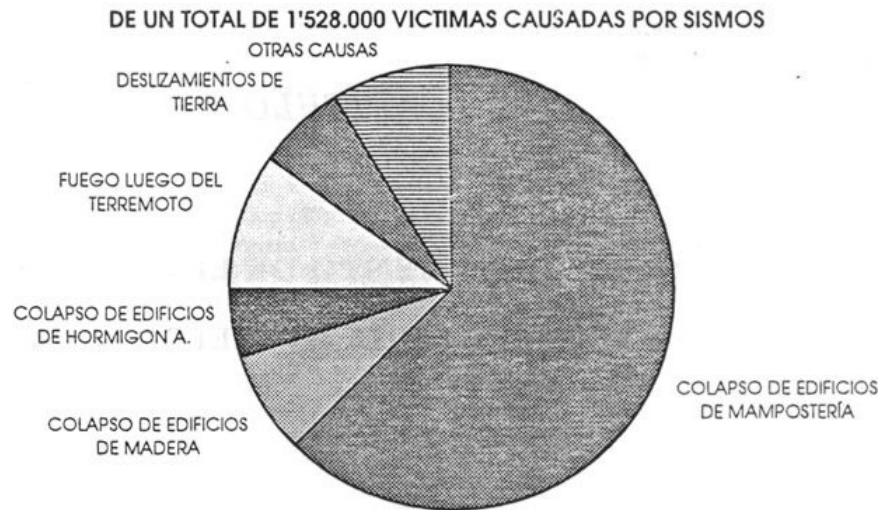


Figura 5.1 Causas de muerte por terremoto entre 1990 y 1992 (Yepez 1996)

Esta problemática del mal comportamiento estructural de la mampostería ante la acción sísmica posee muchas razones, a continuación se esbozará algunas de las posibles causas.

La gran mayoría de las edificaciones de mampostería construidas en el mundo no siguen una cultura constructiva basada en la sismo-resistencia, esto puede ser debido en al no cumplimiento de la normativa o simplemente en la época de construcción no existía normativa, pero en lo general la construcción de mampostería del pasado fueron realizadas basada en reglas empíricas y diseñadas solo para resistir cargas gravitacionales.

Es notable la importancia del estudio de este tipo de edificaciones, sin embargo los estudios realizados o investigaciones son muchos menores en comparación con los registrados a tipologías como las de hormigón armado. La falta de estudios de la mampostería es probablemente debido a que este tipo de edificaciones se considera que su falla es totalmente frágil por la incompetencia del material a soportar esfuerzos de tracción, es por ello que estas estructuras son consideradas como poco adecuadas en zonas de amenaza sísmica alta, por otra parte su comportamiento es bastante variable el algunos casos llegan al colapso total y otros se comportan de manera satisfactoria, este ultimo caso es ejemplo de la ciudad de Chile y el de

México para los sismos de 1985 donde se reporto ningún caso de colapso o de daño grave que fuera considerado irreparable en las edificaciones de mampostería no reforzada⁵¹

En este capítulo se hace una breve descripción de la propiedades de los materiales que compone los muros de mampostería, su comportamiento frente a compresión, cortante, flexo-compresión y cortante, frente a cargas cíclicas y por ultimo se detalla el modelo teórico de Abrams del comportamiento de la mampostería no reforzada.

5.2 MATERIALES DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería se conforma principalmente por dos tipos de materiales, las unidades de mampostería que son de forma natural como la piedra o las que vienen directamente de fábrica como los ladrillos y las juntas compuestas por mortero.

5.2.1 Unidades de Mampostería

En el ámbito nacional los siguientes tipos de unidades de mampostería son los que se utilizan o se han utilizados en la construcción de viviendas y edificaciones de otro tipo de uso.

- **Tapia:** Es cada uno de los trozos de pared que se forma mezclando la tierra con alguna parte de cal.
- **Bloque:** Tipo de piezas de mampostería que tiene huecos.
 1. Bloque de perforaciones horizontales: Es un bloque de arcilla cocida o concreto cuya perforaciones son horizontales y que se colocan sobre la cara que no esta perforada.
 2. Bloque de perforaciones verticales: Es un bloque de concreto o de arcilla cocida que tiene perforaciones verticales.

⁵¹ MELI, Roberto. DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE MUROS DE MAMPOSTERIA; LA PRACTICA ACTUAL Y EL COMPORTAMIENTO OBSERVADO Ciudad de Mexico.

- **Ladrillo:** Es una unidad de mampostería sólida.
 1. Tolete: Moldeado de arcilla cocida, concreto o sílice – calcáreo.
 2. Adobe: Moldeado con tierra arcillosa y paja, secados al sol.

5.2.1.1 Propiedades de las Unidades

5.2.1.1.1 Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión es bastante variable, estableciéndose rangos de resistencia según el tipo y material de la unidad de mampostería. En la Tabla 5.1 se muestra intervalos de resistencia de algunos tipos de unidades de mampostería, estas resistencias son obtenidas a través de ensayos individuales de las unidades, por el contrario estas resistencias pueden sufrir disminuciones radicales cuando estas unidades hacen parte de un panel de mampostería, esta cuestión se evidencia en la Figura 5.2

Tabla 5.3 Resistencia a la compresión de las unidades de mampostería.

Material	Intervalo fcb (Ton/m²)
Piedra	$4.000 \leq fcb \leq 10.000$
Hormigón Macizo	$1.500 \leq fcb \leq 2.500$
Arcilla	$500 \leq fcb \leq 2.000$
Hormigón Aligerado	$400 \leq fcb \leq 600$
Adobe	$100 \leq fcb \leq 150$

El comportamiento de las unidades de mampostería bajo compresión indica que su relación esfuerzo-deformación se hace lineal hasta su fallo, sufriendo luego una disminución gradual de la resistencia.

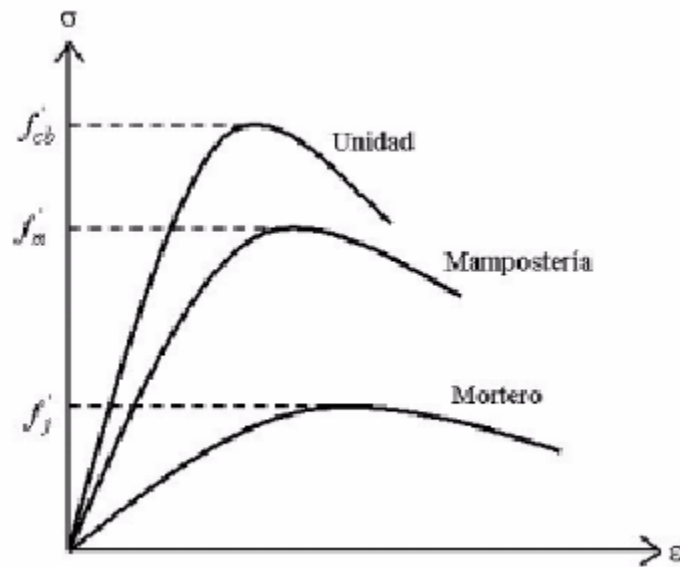


Figura 5.2 Relación esfuerzo deformación para las unidades de mampostería, panel completo y mortero (Paulay y Priestley, 1992).

5.2.1.1.2 Resistencia a la Tracción

En la literatura generalmente la resistencia a la tracción f_t de las unidades de mampostería va en función de la resistencia a la compresión. La siguiente ecuación representa esta relación:

$$f_t = c \sqrt{f_c} \quad (5.1)$$

A partir de que esta relación es muy dependiente del tipo de ensayo se presenta c como una constante que tiene en cuenta el tipo de ensayo.

C = 0.28 Para ensayo de tensión uniforme

C= 0.34 Para ensayo de tensión directa

C= 0.69 Para ensayo de flexión

La relación esfuerzo deformación de las unidades de mampostería en tracción es lineal hasta cerca del esfuerzo máximo, continuo a esto la falla es de tipo frágil.

5.2.1.1.3 Contenido de Humedad y Absorción

Según Sirve (1991) y Moreno (1992), esta propiedad en las unidades de mampostería es importante a la hora de hacer parte de un panel, principalmente por que si las unidades de mampostería no se encuentran lo suficientemente saturadas estas tienden a absorber el agua de la juntas de mortero, lo cual genera una disminución de la resistencia de los mismos y por consiguiente del panel completo.

El contenido de humedad se puede definir como la masa de agua por unidad de volumen que puede ser expresado en términos relativos a la densidad de la unidad cuando se encuentra seca.

La absorción es la cantidad de agua en los poros de la unidad con relación a su peso seco y se puede medir a través de dos parámetros la absorción total o la tasa inicial de absorción. Usualmente los valores de absorción varían entre 0.5 y 1.5 Kg / $(m^2 \cdot min)$.

5.2.1.1.4 Tipo y Geometría

Hendry 1990, los esfuerzos máximos de compresión varían si la unidad es sólida o si esta se encuentra perforada o aligerada. Pero diferentes estudios han revelado que si las perforaciones (circular o rectangular) en la unidad de mampostería no superan un 20% de la sección total, la relación de resistencia a la compresión del panel es la misma que la de la unidad de mampostería. Para el caso de perforaciones rectangulares la resistencia a la compresión del panel puede disminuir esto es resultado de las concentraciones de esfuerzo que se generan en las esquinas internas de la perforación. Si el límite del 20% es sobrepasado la disminución de la resistencia a la compresión del panel se encontraría entre valores del 38 y 43%.

5.2.2 Mortero

Es el material comúnmente mas empleado como elemento de unión entre las unidades de mampostería, este se encuentra compuesto por agua cemento y arena,

en algunas ocasiones es probable que se le agregue otros materiales para mejorar la manejabilidad, adherencia o secado. Debido a la variabilidad de las propiedades del mortero que dependen de su relación agua - cemento - arena se han adelantado estudios en este respecto, llegando a la conclusión que la resistencia cúbica de aplastamiento del mortero no influye notablemente en la resistencia total del panel, pero si las propiedades de deformabilidad y adherencia, ya que el mortero ejerce un efecto de restricción de la deformación lateral de los paneles. En la Figura 5.3 se puede observar la variación de resistencia de los paneles para varias dosificaciones agua-cemento y arena, A. W Hendry 1990 y R. Meli 1975.

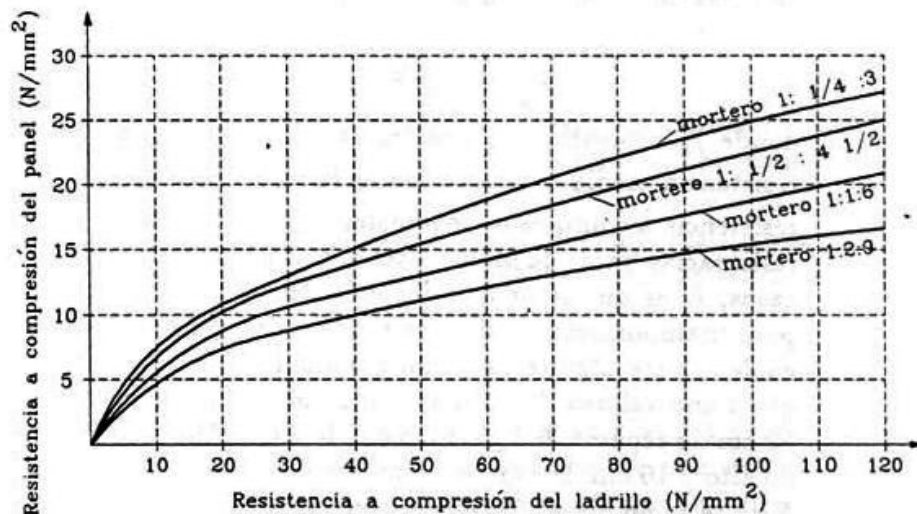


Figura 5.3 Resistencia a la compresión de paneles de mampostería de ladrillo con uniones de mortero para diferentes dosificaciones. (Yepez 1996)

Dado que resulta importante la deformabilidad del elemento de unión, también resulta importante la relación entre el espesor de la junta de mortero y la altura de la unidad de mampostería, si esta relación es alta la tendencia del fallo será producido por el deslizamiento en la junta, mientras que si presenta valores de bajos, la relación que existirá entre el valor de resistencia de la unidad de mampostería y el panel tenderán a 1, No obstante se ha determinado que el efecto del espesor del material de unión es mucho menor en bloques y ladrillo sólidos que en los perforados.

De las clasificaciones especificadas por las diferentes normativas las más empleada y referenciada es la publicada por el American Institute for Testing and Material ASTM C270.

Tabla 5.4 Clasificación de los morteros, características mecánicas, y dosificación en partes por volumen según la ASTM C270. Ensayo de resistencia a la compresión a 28 días de cubos de 50mm de lado ⁽¹⁾

MORTERO TIPO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (MPA) ⁽¹⁾	FLUJO MÍNIMO	RETENCIÓN MÍNIMA DE AGUA	CEMENTO PÓRTLAND	CAL HIDRATADA	CEMENTO PARA MAMPOSTERÍA	ARENA/MATERIAL CEMENTANTE	
							Min.	Máx.
M	17.5	120%	75%	1	0.25	No aplica	2.25	3.0
				1	No aplica	1	2.25	2.5
N	12.5	115%	75%	1	0.25 a 0.5	No aplica	2.50	3.5
				0.5	No aplica	1	2.50	3.0
S	7.5	110%	75%	1	0.5 a 1.25	No aplica	3.0	4.5
				0	No aplica	1	3.0	4.0

5.2.2.1 Propiedades del Mortero

Algunas de las propiedades más importantes del mortero son las siguientes.

1. La adherencia entre la unidad y el mortero: Esto se logra cuando el mortero se incrusta en las perforaciones de la unidad logrando una gran fricción entre el mortero y la unidad de mampostería, claro esta que esta propiedad depende de la consistencia del mortero.
2. Consistencia: Capacidad que tiene la mezcla para poder fluir o ser manejable.
3. Retentividad: Capacidad que tiene la mezcla para mantener su consistencia o de continuar siendo manejable después de un determinado tiempo.

5.3 RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA

Después de haber hecho un análisis referente a los diferentes materiales de la mampostería, tanto de las unidades, como el material de unión, diversos autores han propuesto relaciones matemáticas empíricas derivadas del análisis estadístico de datos experimentales de pruebas con paneles, una de las expresiones mas completas es la propuesta por Hendry 1990, que es la siguiente.

$$f_m = C_m * \psi * (C_f * f_{cb})^{0.75} * (f_j)^{0.25} \quad (5.2)$$

Donde **fm** representa la resistencia a la compresión del panel (N/mm²), **fc_b** es la resistencia media a compresión de la unidad de mampostería (N/mm²), **f_j** es la resistencia media a compresión del mortero (N/mm²), **ψ** es un factor que permite resistencias bajas de la mampostería, tomado igual a la unidad en la mayoría de los casos, **C_m** es un factor que depende de la continuidad de la mampostería (por ejemplo, 0.45 para mampostería continua a todo la alto del panel y 0.35 para los casos en que existe alguna junta longitudinal), y por ultimo **C_f** que es un factor de forma, que toma valores de 1 para unidades de mampostería de 20cm de altura por 20cm de espesor, 0.7 para 6.5 cm de alto y 10.25cm de espesor y 1.4 para 20cm de alto y 10cm de espesor.

Es de recalcar que esta relación es solamente una de las muchas que existen a nivel mundial a partir del análisis estadístico.

Existen otros factores externos a los materiales que afectan la resistencia a la compresión de los paneles o paredes de mampostería que son los debidos a las deficiencias constructivas, resumido en la calidad de la mano de obra, estas deficiencias se puede expresar en: Incorrecta dosificación del mortero, ya sea por exceso o falta de agua, procedimientos inadecuados en la colocación de las unidades y el mortero y la construcción vertical del panel etc. En la siguiente tabla se resume los factores influyentes en la resistencia a la compresión de los diferentes materiales de la mampostería.

Tabla 5.5 Factores que afectan la resistencia a la compresión

CARACTERÍSTICAS UNIDADES	CARACTERÍSTICAS MORTERO	PANELES DE MAMPOSTERÍA
<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia • Absorción • Humedad • Relación altura-espesor • Geometría 	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia • Espesor • Relación agua cemento • Características de formación • Retentividad de la mezcla 	<ul style="list-style-type: none"> • Colocación • Hechura • Dirección de carga • Adherencia

5.3.1 Relación Esfuerzo Deformación

La relación esfuerzo-deformación para los muros de mampostería depende de las características de los materiales. Las curvas que relacionan esfuerzo-deformación unitaria que se generan brindan la posibilidad de proponer relaciones empíricas para evaluar el módulo de tangente inicial **E**. Paulay y Priestley 1992 sugieren que **E** se tome como 400 o 1000 veces la resistencia a la compresión de la mampostería. Otros como Hendry 1990 que se basan en análisis estadísticos, recomiendan expresiones genéricas como las siguientes:

$$E = 2116 * \sqrt{f_m} (N / mm^2) \quad (5.3)$$

Y particularmente para mampostería de ladrillo, expresiones como la siguiente:

$$E = 1180 * \sqrt{f_m} (N / mm^2) \quad (5.4)$$

Por otro lado Morales y Delgado 1992 del Perú proponen tomar valores entre 16000 T/m² y 22000 T/m² para mampostería de adobe, valores promedios de E para la mampostería de ladrillo son propuestas por Magenes y Calvi 1992 y N. G Maldonado 1992, entre 26000 T/m² y 35000 T/m².

5.4 MODOS DE FALLO

El comportamiento de la mampostería se caracteriza por dos debilidades:

1. La respuesta frágil de las unidades de mampostería en tracción.
2. Y la debilidad introducida por las juntas de mortero.

Por lo tanto las grietas se dan ya sea por la unidad de mampostería o cruzando la interfaz mortero unidad. Existen diferentes tipos de fallos que dependen en gran manera de los esfuerzos compresivos que se estén presentando, por lo anterior se presentan 3 tipos de fallos.

5.4.1 Fallo Fricción – Cortante

Este tipo de fallos se presentan para bajos esfuerzos compresivos y estos se producen por la unión de las unidades de mampostería, es decir por las juntas de mortero tanto verticales como horizontales, Figura 5.4.

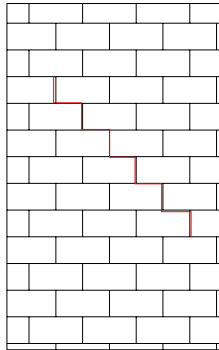


Figura 5.4 Agrietamiento escalonado producido por la falla Fricción – Cortante

5.4.2 Fallo por Tensión Diagonal

Este tipo de fallo se presenta directamente sobre las unidades de mampostería, en un estado de esfuerzos compresivos normales, los cuales incrementan la resistencia al cortante del mortero. Por lo tanto las grietas se producen por las unidades debido a los esfuerzos de tracción generados por el estado de compresión y de cortante. La inclinación de las grietas depende de la orientación de los esfuerzos principales en la unidad.

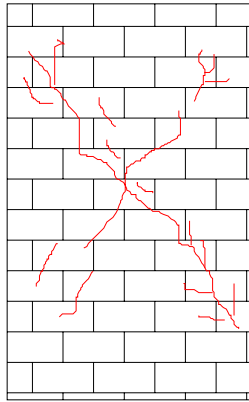


Figura 5.5 Agrietamiento por tensión diagonal

5.4.3 Fallo a Compresión

Las causas de estos fallos se presenta para valores excesivos de esfuerzo compresivo, en comparación con los esfuerzos cortantes Figura 5.6. Mann y Muller 1982 proponen a partir de la experimentación una expresión límite para que se produzca este tipo de fallos.

$$fn > 8 * \tau \quad (5.5)$$

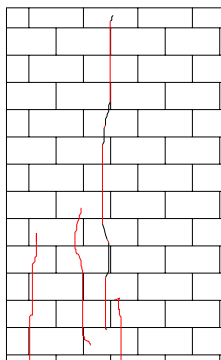


Figura 5.6 Fallo por compresión

El comportamiento descrito anteriormente para los tipos de fallo es solamente válido para muros de baja altura, cargados axialmente, si estos muros presentan excesiva esbeltez es decir muy altos o muy delgados, su comportamiento puede estar gobernado por la flexión fuera del plano, a causa de excentricidad de la carga y la relación de esbeltez muy altas, (Paulay y Priestley, 1992). A partir de muchos estudios se han encontrado un limite para la relación de esbeltez (Relación altura-espesor del panel) de aproximadamente 30, en este limite el fallo bajo carga axial es gobernado por el material y no por el pandeo, Hendry 1990.

5.5 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A CORTANTE

En la realidad los esfuerzos cortantes producidos por sismos o vientos en los muros de mampostería son combinados con esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitatorias, por consiguiente el caso puro de cortante no tiene aplicación práctica. Es por esto que la resistencia la cortante de los muros de mampostería se evalúa considerando esfuerzos compresivos en la dirección normal a las juntas horizontales.

Debido a lo anterior se ha recurrido a estudios experimentales, con el fin de determinar el comportamiento de la mampostería frente a cargas laterales y verticales de manera simultánea. Los estudios indican una fuerte dependencia de los esfuerzos cortantes con los esfuerzos compresivos llegando a una ecuación general que se encuentra definida como.

$$\tau = \tau_o + \mu * \sigma \quad (5.6)$$

Donde τ es la resistencia al cortante del panel, σ es el esfuerzo de precompresión existente, τ_o esfuerzo de cohesión o adherencia o resistencia al cortante inicial y μ es el coeficiente de fricción interna, (Paulay y Priestley, 1992)⁵².

⁵² PAULAY, T y PRIESTLEY, M. J. SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS, Jhon Wiley and Sons New York 1992.

Esta correlación lineal es totalmente válida para el rango de esfuerzos de compresión donde en panel no se encuentra agrietado, después del agrietamiento los esfuerzos de compresión se aumentan hasta valores cercanos al esfuerzo máximo de compresión del panel, invalidando totalmente la ecuación 5.6 (Hendry 1990).

Los valores de τ_o y μ varían según el método de prueba, el tipo de mampostería, el tipo de mortero o su la dosificación utilizada.

A partir del estudio de diferentes investigadores (Paulay y Priestley, 1992, Shrive 1991, Hendry 1990, Atkinson 1989, Stockl y Hofmann 1988) se ha podido definir un rango de variación de τ_o que es: $0.1 \leq \tau_o \leq 1.5$, y μ entre $0.3 \leq \mu \leq 1.2$, para efectos prácticos Paulay y Priestley 1992 proponen calcular un valor medio de τ_o y μ de :

$$\tau_o = 0.03 * fm \quad (5.7)$$

$$\mu = 0.5 \quad (5.8)$$

La ecuación 5.6 no tiene en cuenta el mecanismo de fallo, esta falencia puede conducir a errores de predicción del comportamiento, por lo tanto una evaluación insegura de la resistencia del panel (Crisafulli 1997). Mann y Muller 1982 propusieron unas expresiones que consideren el mecanismo de falla, generando una curva envolvente que relaciona τ_m con fn , Figura 5.7, definida por las siguientes ecuaciones.

$$\tau_m = \tau_o^* + \mu^* * fn \quad \text{Fallo fricción cortante.}$$

$$\tau_m = \frac{ftb}{2.3} * \sqrt{1 + \frac{fn}{ftb}} \quad \text{Fallo tensión diagonal} \quad (5.9)$$

$$\tau_m = (fm - fn) * \frac{d}{2 * b} \quad \text{Fallo a compresión}$$

Donde **fn** es el esfuerzo de compresión, **ftb** resistencia a tracción de las unidades, **fm** resistencia a compresión de la mampostería, **b** y **d** altura y ancho de la unidad de

mampostería, τ_o^* y μ_m^* son respectivamente la cohesión y el coeficiente de fricción.

$$\tau_o^* = \frac{\tau_o}{1 + \mu^* \frac{2*b}{d}} \quad (5.10)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu^* \frac{2*b}{d}} \quad (5.11)$$

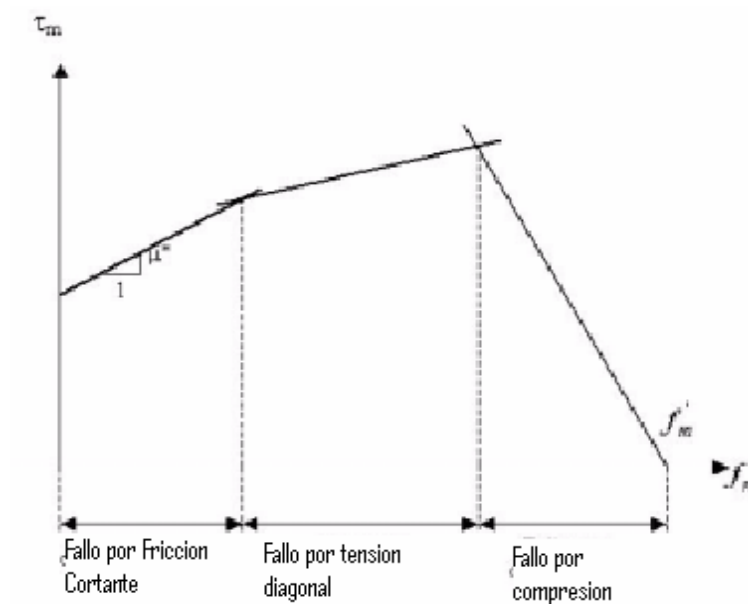


Figura 5.7 Curva envolvente de acuerdo a la teoría de fallo propuesta por Mann y Muller 1982.

En cuanto a los módulos de corte se encuentran valores experimentales que están en el orden de 8000 Ton/m² y 15000 Ton/m² para paneles de mampostería de ladrillo. A partir de la teoría de elasticidad, el valor de **G** se evalúa mediante:

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \quad (5.12)$$

$$G \approx 0.3 * E \quad (5.13)$$

Donde E es el modulo de elasticidad y ν es el coeficiente de Poisson, este último para mampostería toma valores entre 0.12 y 0.35 (Hendry 1990, Beolchini 1992)

5.6 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A FLEXO COMPRESION Y CORTANTE

El sometimiento de los paneles de mampostería a carga axial y carga lateral, además de generar esfuerzos compresivos y de cortante, se encuentran esfuerzos de flexión, esto cambia totalmente el análisis del comportamiento mecánico de los paneles y por ende en la evaluación de la resistencia a cortante y flexión es totalmente más compleja, debido a principalmente a la falta certeza de las resistencias a cortantes y flexión de los paneles de mampostería no reforzada, agregando también el casi completo desconocimiento del comportamiento de la mampostería en el rango inelástico y más aún como se distribuye el cortante a todos los muros en un sistema estructural tridimensional (F Yopez, A H Barbat, J A Canas 1995).

A causa del desconocimiento y las incertidumbres se suele considerar los muros de mampostería no reforzada como elementos frágiles, limitando su resistencia a los esfuerzos admisibles, sin tener consideración del comportamiento inelástico.

Debido a esto los códigos de construcción utilizan un sistema fuerzas horizontales equivalentes, que actúa en la base de los edificios y utilizan principios para que la estructura trabaje en el rango elástico, esto se establece al implementar el factor de ductilidad o coeficientes de disipación de energía, que imponen los códigos, estos proponen valores de 1 a 2 para edificaciones de mampostería no reforzada, mientras que para las edificaciones de hormigón armado este factor puede llegar a ser de 8 a 10 (N G Maldonado 1992, L S McCabe y J. W. Hall 1992, D. P. Abrams 1992).

Como hemos comentado las estructuras de mampostería no reforzada, en el diseño se coloca a trabajar antes de que aparezcan las primeras fisuras, ya sean

provocadas por tensión diagonal o por tracción en la flexión, considerando que los muros de mampostería fallan inmediatamente sucede las primera grietas, esta metodología de diseño no considera esfuerzos después del agrietamiento. Estudios realizados por D P Abrams en 1992⁵³ demuestran que el comportamiento idealizado en los diseños de mampostería no reforzada no es válido, ni aún para edificaciones viejas donde los morteros se encuentran empobrecidos y por consiguiente la resistencia a la tracción es nula, en este estudio se encontró que la mayoría de las edificaciones de mampostería experimentales y analíticas no fallan inmediatamente al producirse el primer agrietamiento, es decir existe un rango de deformación.

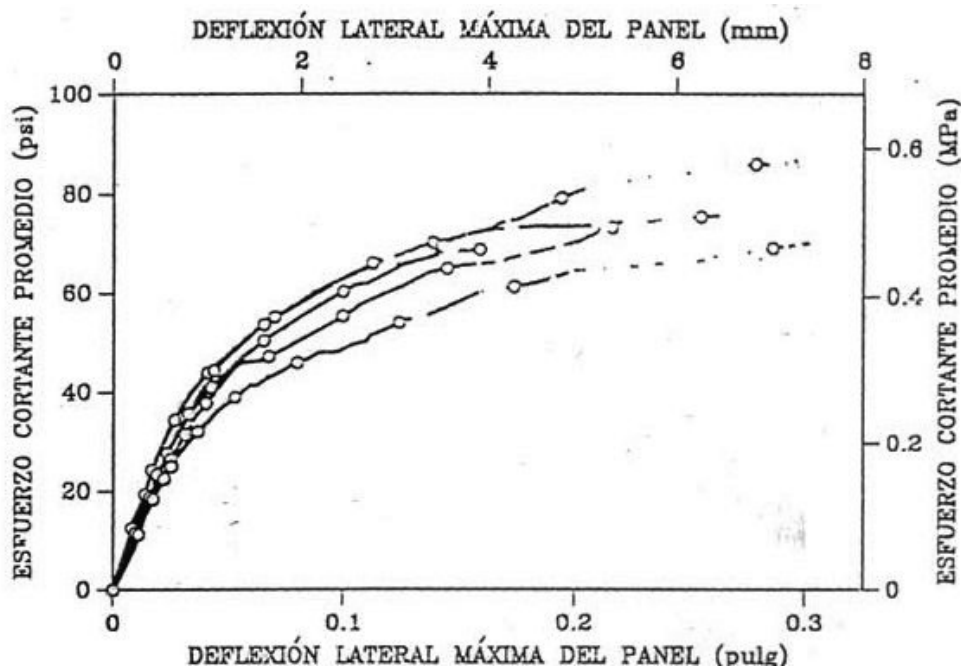


Figura 5.8 Comportamiento observado en ensayos de paneles de mampostería (Yopez 1996)

En la Figura 5.8 se puede ver que las deformaciones de los paneles en el momento del fallo son mucho mayores, hasta 10 veces que las del instante donde se producen las primeras fisuras y la resistencia máxima es hasta 3 veces mayor que la obtenida

⁵³ ABRAMS, D. P. STRENGTH AND BEHAVIOUR OF UNREINFORCED MASONRY ELEMENTS, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid 1992.

en el momento de las fisuras, como conclusión se estableció que las cargas en el agrietamiento son del orden del 40% de las cargas máximas.

5.7 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

A través de la comprobación experimental por medio de la realización de ensayos tanto pseudo-dinámicos como dinámicos hechos sobre muros de mampostería no reforzada, con una aplicación de cargas monotónicas o movimientos sísmicos reales o simulados por mesa vibratoria, se ha observado básicamente dos tipos de comportamiento definido como dos tipos de fallo, los cuales se describen a continuación.

5.7.1 Fallo por Cortante

Este tipo de fallo se presenta en los paneles en los cuales existe mayor relación aspecto (Longitud/Altura) y mayor carga pre-compresiva, este tipo de fallo se caracteriza por presentar una grieta diagonal-longitudinal de cortante, aproximadamente a un 62% de alcanzar la carga máxima (grieta a), posteriormente aparece una segunda (grieta b) diagonal característica del fallo por cortante, exactamente cuando se alcanza el valor de la máxima carga horizontal.

En el cambio de sentido aparece el mismo tipo de agrietamiento que sucedió en la mitad del ciclo, lo que parece ser que el daño causado inicialmente no influye en el daño subsiguiente. Este hecho se explica debido a que al iniciar la segunda mitad del ciclo las fisuras hechas inicialmente estas se cierran, imitando un comportamiento de tipo no agrietado.

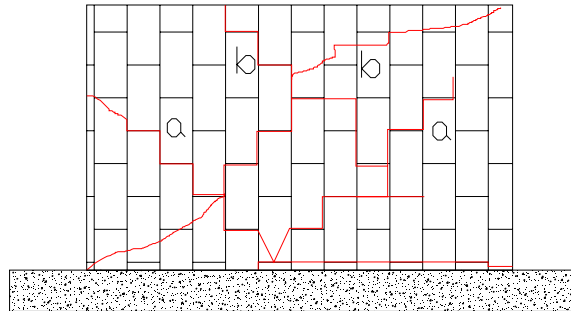


Figura 5.9 Tipo de agrietamiento fallo por cortante. Fisuras **a** de cortante al 62% de la carga máxima. Fisuras **b** de cortante al alcanzar la carga máxima.

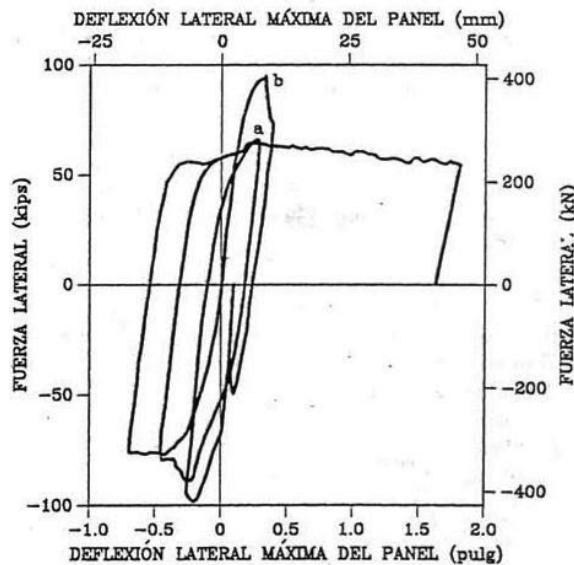


Figura 5.10 Ciclos de histéresis fallo por cortante (Yepez 1996)

Como puede observarse en la Figura 5.10 se encuentran los momentos en que se generan las grietas **a** y **b**, es deducible también que existe una resistencia post agrietamiento esto puede atribuirse a la fricción que todavía existe entre las unidades de mampostería y las juntas horizontales después del agrietamiento inicial, incluso según el estudio hasta para grietas de hasta 2.5cm en las juntas verticales. Algo más interesante puede observarse en la simetría existente en los ciclos de carga y

descarga, este comportamiento infiere que existe una leve degradación de la rigidez, ya que la pendiente de la curva ciclo a ciclo permanece paralela. (D. P. Abrams 1992).

5.7.2 Fallo por Flexión

Este tipo de fallo se presenta para paneles que presenta menor relación de aspecto (Longitud/Altura) y menor carga pre-compresiva que los anteriores, el fallo se genera primero con una grieta longitudinal horizontal (grieta a), característico del fallo por flexión, la grieta se encuentra en la parte inferior del muro y abarca una longitud aproximada de 2/3 de la longitud del muro. Cuando la fuerza es reversible la grieta por flexión vuelve a ocurrir pero en el sentido inverso a lo largo de todo el panel, Únicamente antes del ultimo medio ciclo de carga ocurre una grieta diagonal tipo cortante (grieta b), lo interesante de esto, es que esta grieta no sucede en la carga máxima de los ciclos previos, si no después de que ha alcanzado varias veces la carga máxima, con esto se concluye que esta grieta por cortante es generada por el exceso de flexión del panel y no por la acumulación de esfuerzo de cortante, existiendo entonces un gobierno de la resistencia máxima impuesta por la flexión.

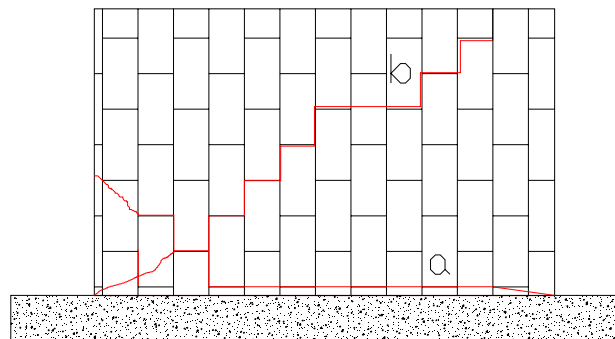


Figura 5.11 Tipo de agrietamiento fallo por flexión

Igual que el tipo de fallo por cortante se encuentra que al aplicar carga en una dirección es el comportamiento es independiente de la carga aplicada en la dirección contraria previamente, lo que sugiere que también existen cerramientos de las grietas. La degradación de la rigidez también es mínima manteniéndose las pendientes de las curvas paralelas.

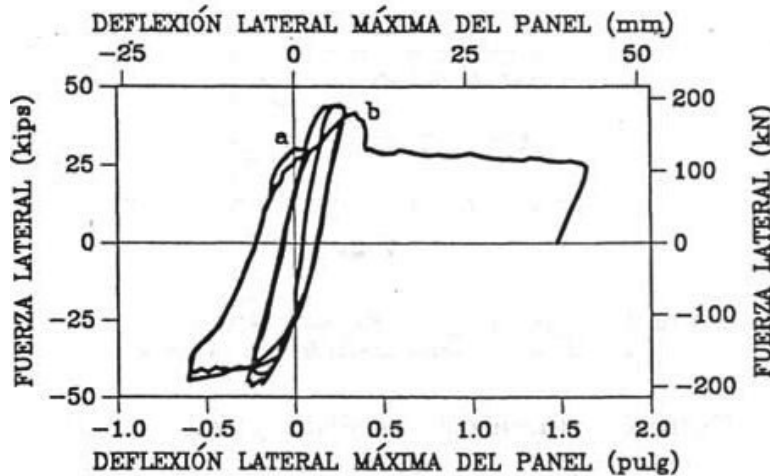


Figura 5.12 Ciclos de histéresis fallo por cortante (Yepez 1996)

De estos estudios se pudo concluir también que la carga vertical aumenta la resistencia a fuerzas laterales y cuando esta es importante, evita el fallo por flexión gobernando el comportamiento último del panel el cortante. Finalmente se puede decir que la ductilidad de los paneles de mampostería no reforzada aumenta, cuando es mayor la carga compresiva (S Chiostrini, P Foraboshi y A. Vignoli 1992 D. P. Abrams y A. C. Costley 1994, G. M. Calvi y G. Magenes 1994).

5.8 MODELOS TEORICOS DEL COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA

En este aparte se comentarán los métodos existentes en la modelación del comportamiento de mampostería no reforzada, y más adelante se entrará en detalle en el método que se utilizó en proceso de simulación de las funciones de vulnerabilidad.

La mampostería en conjunto es un material no homogéneo y anisotrópico, debido lógicamente a que está compuesto de varios materiales, que poseen características diferentes de sus propiedades, agregando a esto existe una diversidad de tipos de materiales y formas constructivas que varían según la zona y la mano de obra. Es por lo anterior que plantear un modelo teórico que describa su comportamiento es bastante difícil. Sin embargo los estudios y la tecnología actual ha hecho posible crear modelos teóricos que simulen el comportamiento de la mampostería no reforzada. Estos modelos poseen diferentes grados de complejidad que dependen tanto del conocimiento de la carga aplicada como de los parámetros o variables requeridas para el modelo (G. Manfredi, S Mazzolani y 1992, L Binda y G. M Roberti 1994)

De manera general la mampostería no reforzada puede ser modelada de las siguientes maneras.

- *Como material homogéneo e isótropo, a través de propiedades promedios.* Este tipo de modelos son los mas sencillos de definir, debido a que requiere pocos parámetros fácilmente evaluables experimentalmente.
- *Como material homogéneo y ortótropo o anisótropo.* Para este tipo de modelos es necesario introducir parámetros tales como la resistencia y la deformabilidad que dependen de la dirección de los esfuerzos principales y la dirección de colocación de las unidades de mampostería.
- *Como material constituido por dos fases, unidades de mampostería y material de ligazón, por lo tanto no homogéneo.* Para este tipo de modelos es necesario utilizar técnicas de elementos finitos los cuales consideran la deformabilidad y resistencia de los materiales constituyentes (Unidades de mampostería y juntas de mortero) y además sus dimensiones reales. Esta técnica requiere parámetros demasiado refinados, difíciles de determinar

como el grado de unión entre la unidad de mampostería y la junta (A. K. Tanrikulus 1992).

Debido a que la metodología que se utiliza en este proyecto, requiere simular una gran cantidad de edificaciones hipotéticas y aplicar modelos demasiado complejos, requeriría un recurso computacional significativo, con el cual no se cuenta. Es por eso que seguimos la recomendación hecha por F Yopez (1996) de utilizar modelos sencillos que describan el comportamiento inelástico observado en la experimentación, más específicamente que se utilice el modelo teórico de Abrams. El modelo de Abrams ha sido corroborado experimentalmente con ensayos en muros de escala natural en la Universidad Illinois. Este modelo se describirá de forma detallada a continuación.

5.9 EVALUACION DE RESISTENCIA A CARGAS LATERALES, MODELO DE ABRAMS PARA MAMPOSTERIA NO REFORZADA.

5.9.1 Consideraciones Generales

El comportamiento observado de la mampostería frente a carga lateral cíclica, se clasifica según el tipo de fallo, tal como se habló anteriormente; muestra que la resistencia última se encuentra mucho después del primer agrietamiento. La explicación de este comportamiento puede ser descrito mediante un análisis de equilibrio instantáneo de las diferentes fuerzas y reacciones que se encuentran en el panel. En la Figura 5.8 H Representa la fuerza lateral actuante, h la altura libre del panel, fa es el esfuerzo de compresión, L la longitud total del panel, $fmax$ es el esfuerzo máximo en la fibra extrema en compresión situada en el extremo inferior del panel producto del esfuerzo de compresión vertical actuante y el esfuerzo resultante del momento flector que genera la fuerza H , e es la excentricidad

producida por el estado de flexo compresión, d es la distancia al fibra extrema en compresión hasta la fibra libre de esfuerzo.

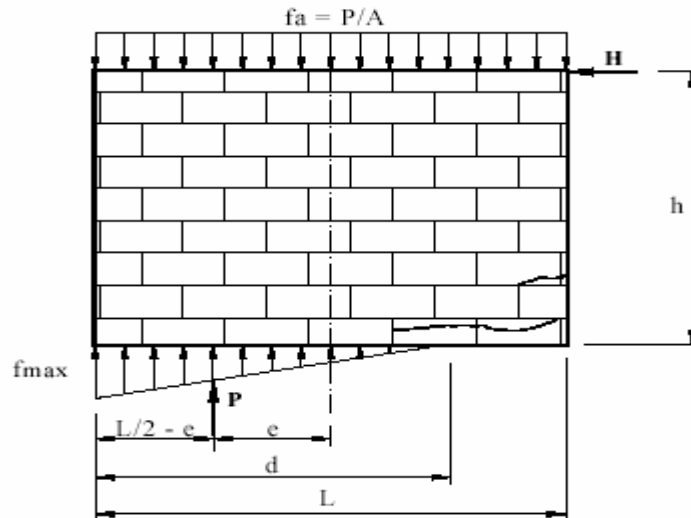


Figura 5.13 La resultante de los momentos flectores con respecto al eje centroidal se puede expresar de la siguiente manera.

$$H * h = P * e \Rightarrow e = \frac{H * h}{P} \quad (5.13)$$

Estableciendo la suposición de distribución de esfuerzos a compresión lineales en la sección transversal del panel, se puede estimar que la zona comprimida d en la base se puede determinar como un prisma de presiones de sección tipo triangular, considerando además, que la resistencia a esfuerzos de tracción del muro de mampostería es nulos. La resultante vertical P estará ubicada siempre en el centro de gravedad de dicho prisma, por lo anterior la expresión que define el valor d sería.

$$d = 3 * \left(\frac{L}{2} - e \right) \Rightarrow d = 3 * \left(\frac{L}{2} - \frac{H * h}{P} \right) \quad (5.14)$$

Realizando el equilibrio de fuerzas, esto es, igualando el volumen del prisma de presiones con la carga vertical aplicada, se obtiene la expresión que evalúa el esfuerzo al cual está sometida la fibra extrema a compresión:

$$f_{\max} = \frac{2P}{3 * b * \left(\frac{L}{2} - \frac{H * P}{P} \right)} \quad (5.15)$$

Esta expresión tiene validez, si se supone que los esfuerzos de compresión tiene una dependencia lineal con las deformaciones; sin embargo cualquier no linealidad en la distribución de esfuerzo generaría un bulbo de compresión que podría trasladar la fuerza resultante vertical hacia la fibra extrema en compresión, aumentando de esta manera la capacidad de resistencia a flexión, por lo que la formula anterior puede resultar un tanto conservadora.

5.9.2 Capacidad de Resistencia Lateral por Flexo-Compresión

Un limite de seguridad puede ser estimado en el instante que **fmax** en la ecuación 5.15 alcance un valor máximo permisible **Fa**; debe aclararse que a pesar de que en la realidad el valor de **fmax** se debe a un comportamiento de flexo-compresión, Abrams sugiere utilizar el esfuerzo admisible de compresión **Fa** en lugar del esfuerzo admisible a la flexión **Fb**, que generalmente es mayor que el anterior. De esta forma se sustituye el esfuerzo admisible **Fmax=Fa** en la ecuación 5.15 y se despeja el valor de **H**, el cual se denominará de ahora en adelante **Ha**, debido a que representa la resistencia lateral máxima del muro de mampostería siempre que dicha resistencia este gobernada por la flexo-compresión, se obtiene:

$$Ha = \frac{P}{3 * b * h * Fa} \left(\frac{3 * b * L}{2} * Fa - 2 * P \right) \quad (5.16)$$

Dividiendo entre el área del panel $A = b * L$, se puede evaluar el esfuerzo a cortante promedio resistente **Fva**, resultando:

$$fva = fa * \left(\frac{L}{H} \right) * \left[\frac{1}{2} - \frac{2}{3} * \frac{fa}{Fa} \right] \quad (5.17)$$

Donde **fa** es el esfuerzo de compresión vertical dado por $\frac{P}{bl}$.

Cabe además decir que el esfuerzo admisible a compresión **Fa** se refiere a la pared y no a la unidad de mampostería. Su valor se determina según la siguiente expresión, establecida según lineamientos de resistencia nominal a compresión de la mampostería sola propuestos en la NSR-98.

$$Fa = 0.85 * fm * Re \quad (5.18)$$

$$Re = 1 - \left[\frac{h}{40 * t} \right] \quad (5.19)$$

Se tiene en cuenta una reducción por efectos de esbeltez **Re**, en donde **h** es la altura efectiva del muro de mampostería y **t** espesor efectivo del muro de mampostería. **fm** depende de la resistencia a compresión de las unidades de mampostería **Fcu** y del tipo de mortero. Según la NSR-98 este valor se puede estimar de la siguiente manera, en caso de ausencia de ensayos de unidades de mampostería.

$$Rm = \left(\frac{2 * h'}{75 + 3 * h'} \right) * fcu + \left(\frac{50 * Kp}{75 + 3 * h'} \right) * fcp \leq 0.8 * fcu \quad (5.20)$$

$$fm = 0.75 * Rm \quad (5.21)$$

Donde **Fcu** es la resistencia específica a la compresión de las unidades de mampostería medida sobre el área neta, (Mpa), **Kp** factor de corrección por absorción de la unidad de mampostería, adimensional.

Kp = 1.4 para unidades de concreto.

Kp = 0.8 para unidades de arcilla o silico-calceárea.

h'= altura de la unidad de mampostería (mm),

Fcp= Resistencia especificada a la compresión del mortero de pega (Mpa).

5.9.3 Capacidad de Resistencia Lateral por Corte

Si el comportamiento de la mampostería después de agrietada es gobernada por la flexión, existe una disminución de el esfuerzo cortante, debido a que existe la imposibilidad de que la parte agrietada por flexión resista esfuerzos cortantes y es así que la sección no agrietada es la que se considerará como efectiva para resistir la sollicitación por cortante. Abrams al igual que muchos investigadores proponen que dicha disminución tenga relación directa con la longitud de la sección agrietada del muro. El agrietamiento es de mayor magnitud en la base del muro es por eso que la resistencia a corte debe ser evaluada en la base del muro, una ilustración de este comentario se muestra en la Figura 5.14.

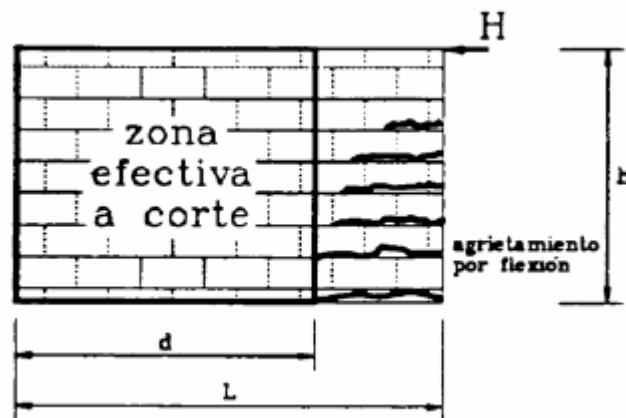


Figura 5.14 Zona efectiva a corte de muros de mampostería no reforzado

Como puede establecerse en la Figura 5.14 el área resistente por cortante está determinada por d y b . Los códigos de construcción suelen expresar la resistencia a cortante en función de fracciones de esfuerzo admisible los cuales se relacionan con el área neta, se considera entonces la reducción de estos esfuerzos en vez de la reducción del área resistente debido a los agrietamientos por flexión, entonces procediendo de la siguiente manera, dividimos ambos términos de la ecuación 5.14 (Valida para valores de $d < L$) por L y sustituyendo el término H/P por sus esfuerzos, es decir por el término f_v/f_a se obtiene que:

$$\frac{d}{L} = \frac{3}{2} - 3 * \left(\frac{h}{L} \right) * \left(\frac{fv}{fa} \right) \quad (5.22)$$

Si el esfuerzo cortante del muro se encuentra limitado por la compresión tal como se determinó en la ecuación 5.17, el valor de **fv** es igual al valor de **fv** de la ecuación 5.22, por lo cual sustituyendo la relación **fv/fa** de la ecuación 5.17 en la ecuación 5.22 y simplificando, se obtiene la siguiente expresión.

$$\frac{d}{L} = 2 * \left(\frac{fa}{Fa} \right) \text{ para } fa \leq 0.5Fa \quad (5.23)$$

Esta relación es valida únicamente para la relación **fa ≤ 0.5Fa**, o lo que es lo mismo, cuando se verifique que **d ≤ L**

Vale la aclaración que **fa/Fa = 0.5**, representa el instante en el cual no existen esfuerzos de tracción en las fibras del panel, en otras palabras cuando **d** alcanza el mismo valor de **L**. Esto se demuestra de una manera muy sencilla, igualando el volumen del prisma de presiones con longitud igual a **L** a la carga vertical total aplicada.

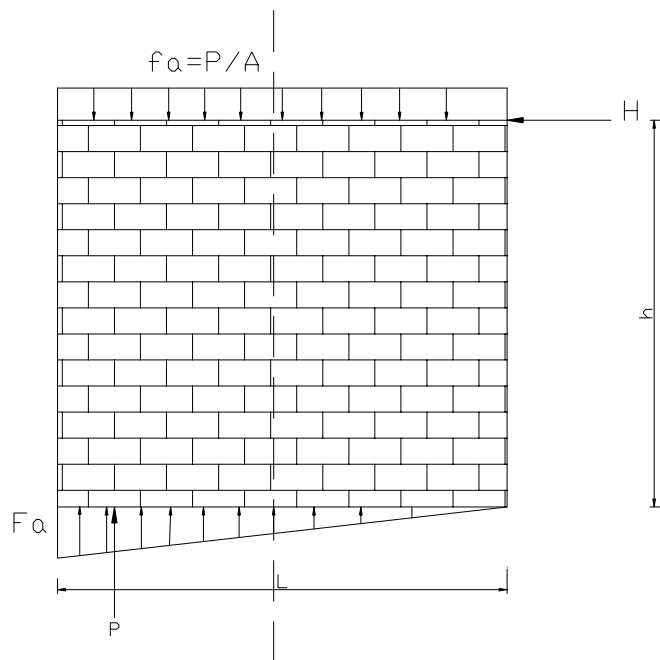


Figura 5.15 Equilibrio de la mampostería no reforzada en el instante de tracción nula

$$\frac{Fa * b * L}{2} = P \Rightarrow 0.5 * Fa = \frac{P}{b * L} \Rightarrow 0.5 * Fa = fa \quad (5.24)$$

Haciendo esta aclaración podemos continuar. El esfuerzo admisible a cortante **Fv** puede ser expresado como una fracción del esfuerzo admisible a corte de muros de mampostería no agrietada **Fvo**, suponiendo que los esfuerzos se reducen proporcionales ala zona de agrietamiento, se puede realizar una relación sencilla de dicha reducción debido al agrietamiento por flexión, mediante la siguiente expresión:

$$\frac{Fv}{Fvo} = \frac{d}{L} = 2 * \left(\frac{fa}{Fa} \right) \Rightarrow Fv = 2 * \left(\frac{fa}{Fa} \right) * Fvo \quad \text{para } fa \leq 0.5Fa \quad (5.25)$$

En todas las aserciones anteriores se ha considerado el caso en el que se produce agrietamiento por flexión, cuyo límite superior es cuando **fa/Fa** es 0.5, límite sobre el cual no se producen esfuerzos por tracción. Mas allá de este límite el prisma triangular de presiones se convierte en un prisma de sección trapezoidal, cuyos valores de esfuerzo en las fibras extremas se obtienen utilizando los principios de resistencia de materiales de la forma.

$$f_{\max, \min} = \frac{P}{b * L} \pm \frac{6 * H * h}{b * L^2} \quad (5.26)$$

Cuando **fmax**, que es el mayor esfuerzo compresible, llega al valor de **Fa**, la falla esta controlada por la flexión y de manera similar al proceso para obtener la ecuación 5.16 se remplaza el valor de **Fa** por **fmax** y se despeja con respecto a **H**, que se convierte en **Ha** (resistencia lateral máxima) se obtiene:

$$Ha = \frac{b * L^2}{6 * h} \left(Fa - \frac{P}{b * L} \right) \quad (5.27)$$

Dividiendo esta ecuación por el área del muro **b*L** se obtiene el esfuerzo resistente máximo a cortante, mediante.

$$f_v = \frac{L}{6h} * F_a * \left(1 - \frac{f_a}{F_a}\right) \quad (5.28)$$

Finalmente este se compara directamente con el admisible dado por los códigos de construcción (**Fvo**), ya que en este caso no existe reducción en cortante por agrietamiento en la flexión.

Bajo estas consideraciones, se resumirá a continuación, el procedimiento para determinar la resistencia lateral de muros de mampostería no reforzados.

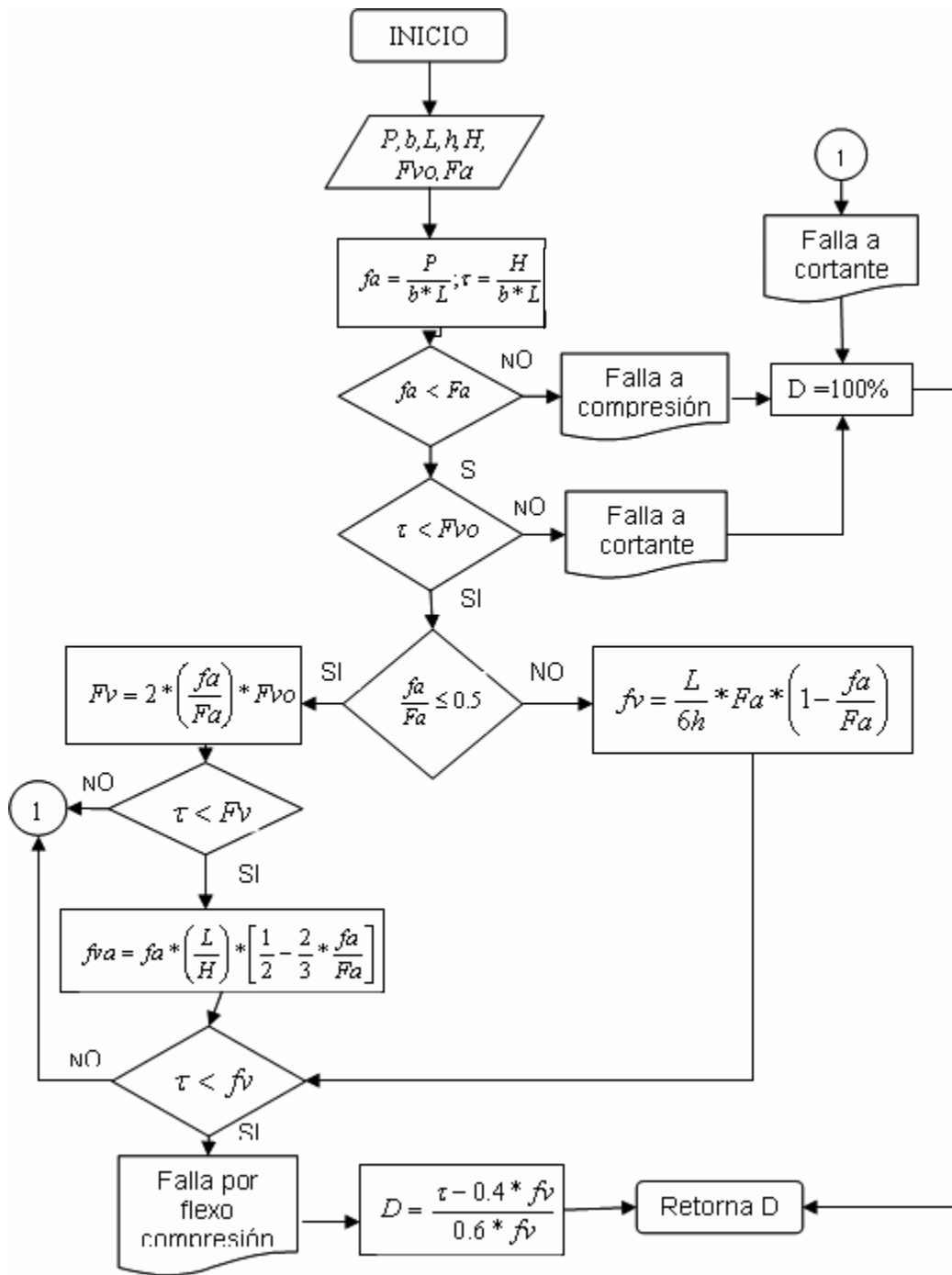


Figura 5.16 Diagrama de flujo, Modelo Abrams, evaluación de resistencia lateral de muros de mampostería no reforzada

5.10 INDICES DE DAÑO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Es difícil estimar un índice de daño para estructuras de mampostería, ya que se debe primero escoger un parámetro indicador de daño que tenga mayor influencia en el comportamiento sísmico de los muros y este indicador debe ser posible calcularlo, además si se propone un índice de daño este debe apoyarse y corroborarse a través de la experimentación.

Unos de los índices de daño propuesto para mampostería es el establecido por Ang y Weng 1987, que basados en ensayos de laboratorio observaron que el comportamiento al fallo de la mampostería es esencialmente frágil, lo que significa que un indicador de daño puede ser la deformación máxima. Sin embargo los ensayos realizados bajos cargas cíclicas encontraron que después de muchos ciclos los muros encontraban su fallo total, es decir que otro indicador de daño puede ser las disipación de energía. Basados en estas observaciones es Ang y Wen propusieron el siguiente índice de daño para la mampostería:

$$D = \frac{U_m}{U_f} + \frac{\varepsilon}{q_u * U_f} \int dE \quad (5.29)$$

Donde U_m es el desplazamiento máximo, $\int dE$ es la energía total disipada, U_f es el desplazamiento al fallo bajo carga monotónica, q_u capacidad de carga última y ε es un parámetro experimental, que toma valores del orden de 0.075.

En la ecuación 5.29 la disipación de energía es pequeña en comparación con el desplazamiento, debido a los valores pequeños de ε . Comparando con los de hormigón armado ε toma valores de 0.2 y 0.3. Por lo tanto una simplificación de la

ecuación 5.29 es utilizando únicamente la deformación, que sería una aproximación mas satisfactoria para este tipo edificaciones. Como se describió en capítulo 2 existen índices de daño en función del el desplazamiento que son los índices basados en la capacidad que se expresa.

$$D = \frac{d_R - d_y}{d_u - d_y} \quad (5.30)$$

Donde d_R es el desplazamiento lateral máximo en la parte superior de la estructura, d_y el desplazamiento de fluencia, d_u el desplazamiento último. O el índice de daño propuesto por Hasselman (1980) que sugiere utilizar como medida del daño el cortante basal. La expresión de Hasselma es más ajustable al modelo de comportamiento de la mampostería propuesta por Abrams, cambiando los cortantes por esfuerzos cortantes.

$$D = \frac{v_m - v_y}{v_u - v_y} \quad (5.31)$$

Donde D es el índice de daño del panel, v_m es el esfuerzo cortante actuante, v_y es el esfuerzo cortante en el primer agrietamiento, v_u es el esfuerzo máximo alcanzable, que es obtenido de la evaluación de capacidad lateral en el modelo de Abrams. Como se observa en la Figura 5.8 en valor de v_y puede ser calculado como el 40% del esfuerzo máximo alcanzado, quedando la ecuación 5.31 de la siguiente forma.

$$D = \frac{v_m - 0.4 * v_u}{v_u - 0.4 * v_u} \rightarrow D = \frac{v_m - 0.4 * v_u}{0.6 * v_u} \quad (5.32)$$

Ajustando la ecuación 5.31 a las variables planteadas en el modelo de Abrams queda de la siguiente manera.

$$D = \frac{\tau - 0.4 * f_v}{0.6 * f_v} \quad (5.32)$$

Recuérdese que D es el índice de daño para un panel, en el caso de evaluar el índice de daño para un piso deben evaluarse el esfuerzo cortante actuante τ total en todos los paneles del piso, y el esfuerzo máximo alcanzable o resistente f_v que debe ser igual a la contribución de todos los muros o paneles en el piso de análisis, es decir la suma de todos los esfuerzos resistentes de cada muro.

Hallados los índices de daño por pisos se establecerá una ponderación del daño a cada piso, debido a la importancia que tienen los pisos más bajos, puesto que un fallo de estos pisos puede significar el colapso total de la estructura. Para esto se utilizara la expresión propuesta por Chung 1988 que se expresa de la siguiente manera.

$$D_{global} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{n+1-i}{n} \right) * D_i \quad (5.33)$$

Donde n es el número de pisos y D_i es el índice de daño de cada piso. Esta expresión suele normalizarse entre 0 y 1.

CAPITULO 6

SIMULACION DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA.

6.1 INTRODUCCION

El fin último de esta tesis es utilizar una metodología propuesta por F. Yepez 1996 en el cual los resultados finales serán la obtención de funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño, para la zona de estudio, sin la necesidad de esperar la ocurrencia de un terremoto. El procedimiento general se basa en analizar el posible comportamiento de las edificaciones ante un terremoto, a través de la simulación de estas, en el computador. Los resultados se definirán como funciones de vulnerabilidad teórica o calculada.

Por otro lado la mayoría de los métodos de evaluación de vulnerabilidad a gran escala, no discriminan toda la gama de comportamientos posibles de edificaciones de una misma tipología. El método del índice de vulnerabilidad evita este inconveniente, el cual será el método que se utilizara en el proceso de simulación de edificaciones hipotéticas.

Las fases básicas consideradas en el procedimiento a aplicar son:

- Simulación de los edificios hipotéticos y evaluación de su índice de vulnerabilidad.
- Definición de los diferentes niveles de acción sísmica a aplicarse.
- Evaluación de comportamiento del comportamiento de los edificios ante la sollicitación, determinando en el índice de daño global de las estructuras.

6.2 PARAMETROS DE LOS MODELOS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA PARA LA SIMULACION.

A diferencia de otros estudios de vulnerabilidad, aquí no se pretende analizar a algunos tipos estructurales representativos o tipologías. Lo que se pretende es simular todo el espectro de comportamiento sísmico de las edificaciones existentes de mampostería no reforzada, ya sean de tipo favorable o no. Dentro de ese espectro de comportamiento, se tienen que definir todas las características posibles de una edificación, ya sea en elevación, en planta, en dimensiones de los elementos estructurales, en propiedades de los materiales etc. Para las diferentes características que se logren plantear para las edificaciones, se deben definir los límites inferior y superior, razonablemente siendo estos límites únicos para cada región o zona de estudio, apoyándonos también en la posibilidad de generar relaciones entre las mismas características, se simulará una gran cantidad de edificaciones hipotéticas, tantas como sean necesarias, para poder abarcar todo el espectro posible de combinaciones de características, de una manera aleatoria.

Según lo descrito en el Índice de Vulnerabilidad propuesto se deben detallar los diferentes parámetros, para cada una de las edificaciones, por lo tanto se tomarán las siguientes consideraciones.

- Los parámetros 1, 4, 5, 9 y 10 del Índice de Vulnerabilidad se consideran sus calificaciones de A hasta D, aleatorios con una distribución uniforme de probabilidades.
- La evaluación de los parámetros 3, 6, 7 y 8 se requiere conocer el valor de algunas características propias de las edificaciones de la zona de estudio. Estas características se presentan en las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3 junto con sus límites superior e inferior. Su generación aleatoria responde a una ley uniforme de probabilidades, pudiendo escoger cualquier valor entre los límites superior e inferior. Las dimensiones en planta de la estructura fueron utilizadas para establecer, mediante regresiones, las áreas resistentes de los muros en

las direcciones consideradas, Figuras (6.1, 6.2, 6.3) para la obtención de áreas resistentes de muros en función de la longitud en planta se recurrió a la consecución de un número de 30 planos arquitectónicos de viviendas típicas de las diferentes zonas del área en estudio (*Planos obtenidos de el estudio indicativo de vulnerabilidad sísmica de Bucaramanga, 2002*). La estimación de los rangos de los siguientes parámetros se describe a continuación.

- *Numero de pisos:* Se considero que para la zona el mayor número de pisos probable de las edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo o bloque sería de 4 pisos, y para las edificaciones de adobe y Tapia se consideró que su altura sería de un solo piso.
- *Resistencia al cortante:* Por falta de estudios en la zona, la resistencia al cortante de las unidades de mampostería en general, se consideró según la bibliografía, como un parámetro dependiente de la resistencia a la compresión del muro de mampostería.
- *Resistencia a la compresión:* Para esto se basó en los criterios propuestos por la NSR-98 según la formulación descrita en el capítulo 4 específicamente la ecuación 5.21. Se evaluó esta ecuación considerando en sus variables valores extremos, tanto favorables como desfavorables, así se generaron rangos para la compresión de la mampostería de ladrillo o bloque entre 100 Ton/m² y 1000 Ton/m², además se recurrió a estudios previos realizados en las bloqueras de la ciudad de Bucaramanga donde se corroboraron estos rangos de resistencia⁵⁴. Para el caso de la mampostería de tapia y adobe, debido a la falta de estudios previos de resistencia sobre estos tipos de mampostería, se

⁵⁴ NIÑO, Lucas E. Comportamiento de Muros de Mampostería bajo Carga Sísmica. Tesis de Pregrado. UIS.1982

recurrió a la literatura sobre los rangos más comunes, generándose valores entre 50 Ton/m² y 200 Ton/m².

- *Altura del primer piso:* Este parámetro se estableció a partir del análisis de los 30 planos estudiados, y se encontró que la variación de la altura del primer piso de las diferentes edificaciones varía en un rango de 2.2 a 3m, definiéndose rangos tanto para la mampostería tradicional como mampostería de ladrillo y bloque.
- *Altura de los pisos superiores:* Para facilitar la modelación de las diferentes edificaciones, se decidió establecer un rango de altura para los pisos superiores y así, descartar la posibilidad de establecer un rango de altura para cada piso, este parámetro se obtuvo de los planos estudiados.
- *Longitud en planta Lx y Longitud en planta Ly:* En busca de evitar confusiones con las direcciones en planta, se consideró la longitud en planta Lx como la de mayor longitud y la Ly como la de menor. Los rangos de estas longitudes fueron establecidos de los diferentes planos estudiados.
- *Peso/m² de diafragma:* Este parámetro es solo para las edificaciones mampostería de ladrillo y bloque, y se consideró bajo la asunción de un espesor de placa que varía entre 0.1cm y 0.15cm, es decir para un peso de 2400kg/m³ la variación del peso del diafragma sería aproximadamente de 0.2Ton/m³ y 0.35Ton/m³.
- *Peso específico muro:* Los pesos específicos de los muros se consideraron en dos rangos uno para la mampostería de materiales tradicionales (Adobe y Tapia) y otro para mampostería de ladrillo y bloque de 1.2 a 1.4Ton/ m³ y 1.2 a 1.8 Ton/ m³ respectivamente.
- *Parámetro β_1 :* Este parámetro como lo plantea el índice de vulnerabilidad se define como **a/L**, es decir la longitud menor en

planta entre la mayor, entonces este parámetro quedaría de la siguiente manera: L_y/L_x , dependiente absolutamente de las longitudes en planta.

- *Parámetro β_2* : Del estudio de los diferentes planos se concluyó que para la zona de estudio el parámetro $\beta_2 = b/L$ que indica la dimensión de elementos que sobresalen de a y L , no se encontraba en la costumbre constructiva de la zona, por consiguiente se asumió un rango pequeño entre 0 y 0.2. Es decir que la calificación del parámetro 6 del índice de vulnerabilidad quedaría influenciado totalmente del parámetro β_1 .
- *Relación $\Delta M/M$* : Para este parámetro que define la configuración en altura, sus rangos fueron establecidos a partir, del cálculo de masas de los pisos de las edificaciones estudiadas encontrando que la variación de la masa en altura entre dos pisos consecutivos con respecto a la masa del primer piso se hallaba en un rango de -50% y un +10%. Recordando que el signo menos (-) indica disminución de la masa hacia arriba y el signo más (+) aumento.
- *Relación L/S* : Finalmente la relación L/S que es la relación entre L que es el espaciamiento máximo entre muros transversales y S el espesor del muro maestro, el rango de este parámetro fue establecido a partir de los planos estudiados.
- *Espesor del muro*: El índice de vulnerabilidad considera tanto mampostería de materiales tradicionales como son Adobe y Tapia, y mampostería de ladrillo y bloque; en este parámetro se diferenció que para la mampostería de ladrillo y bloque la variación del espesor fuese de 0.1m a 0.2m y para la mampostería de la materiales tradicionales su variación fuese de 0.2m a 0.4m.

➤ *Peso del techo:* Los rangos del parámetro peso del techo se consideró de la siguiente manera: Para mampostería de materiales tradicionales se considero de 0.08 a 0.16 Ton/m² y para mampostería de ladrillo y bloque de 0.08 a 0.35 Ton/m²

- En cuanto al parámetro 2 y 11 la calificación se obtendrá relacionando los valores de esfuerzos de compresión y cortante que se generan en el ítem anterior, calificando desde A para los valores de resistencia alta hasta D para los valores de esfuerzos bajos descendiendo de manera proporcional. Esto pretende que una edificación con determinado material y determinado estado de conservación, posea propiedades que hagan que sus esfuerzos resistentes se relacionen directamente con los parámetros.

Tabla 6.1 Datos y límites considerados para la evaluación de los parámetros 3, 6, 7 y 8 del método de índice de vulnerabilidad. Para mampostería de materiales tradicionales (Tapia y Adobe) y mampostería ladrillo y bloque.

Dato	Limite Inferior	Limite Superior	Unidades
Longitud en planta x	8	31	M
Longitud en planta y	5	15	M
Parámetro β_2	0	0.2	-
Relación $\Delta M/M$ (%)	-50	10	-
Relación L/S	10	95	

Tabla 6. 2 Datos y límites considerados para la evaluación de los parámetros 3, 6, 7 y 8 del método de índice de vulnerabilidad. Para mampostería de ladrillo y bloque

Dato	Limite Inferior	Limite Superior	Unidades
Numero de pisos	1	4	Un
Resistencia a la compresión	200	1000	Ton/m ²
Altura 1 piso	2.2	2.7	m
Altura pisos superiores	1.9	2.6	m
Peso de diafragma	0.2	0.35	Ton/m ²
Peso especifico muro	1.2	1.8	Ton/m ³
Espesor muro	0.1	0.2	M
Peso del techo	0.08	0.35	Ton/m ²

Tabla 6. 3 Datos y límites considerados para la evaluación de los parámetros 3, 6, 7 y 8 del método de índice de vulnerabilidad. Para mampostería de materiales tradicionales (Tapia y Adobe)

Dato	Limite Inferior	Limite Superior	Unidades
Numero de pisos	1	1	Un
Resistencia a la compresión	50	200	Ton/m ²
Altura 1 piso	2.7	3.0	m
Peso especifico muro	1.2	1.4	Ton/m ³
Espesor muro	0.25	0.4	M
Peso del techo	0.08	0.16	Ton/m ²

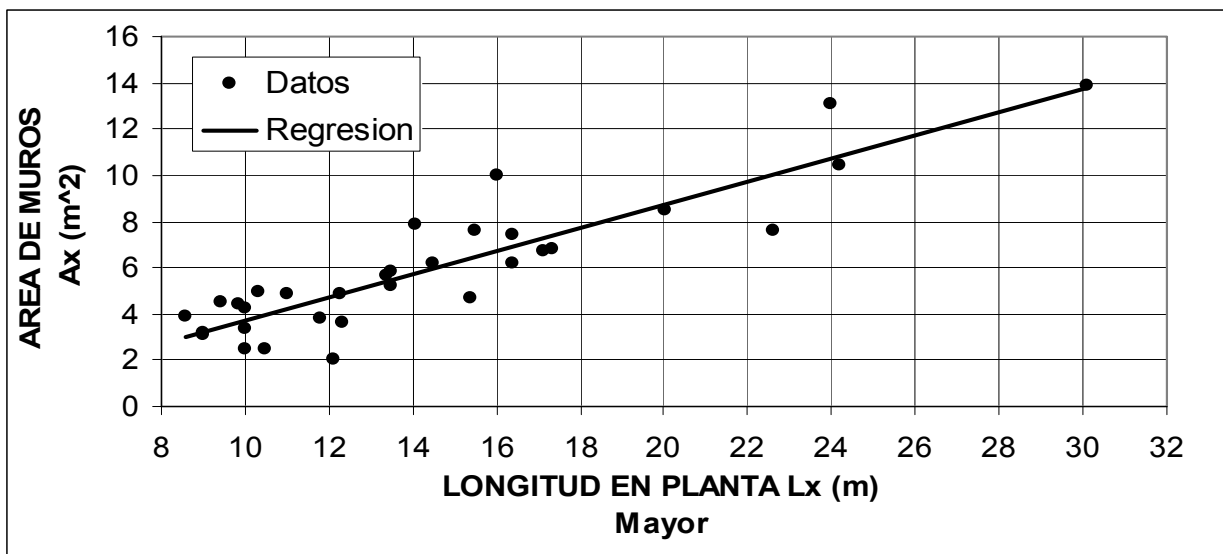


Figura 6.1 Área de muros resistentes en función de la longitud Lx

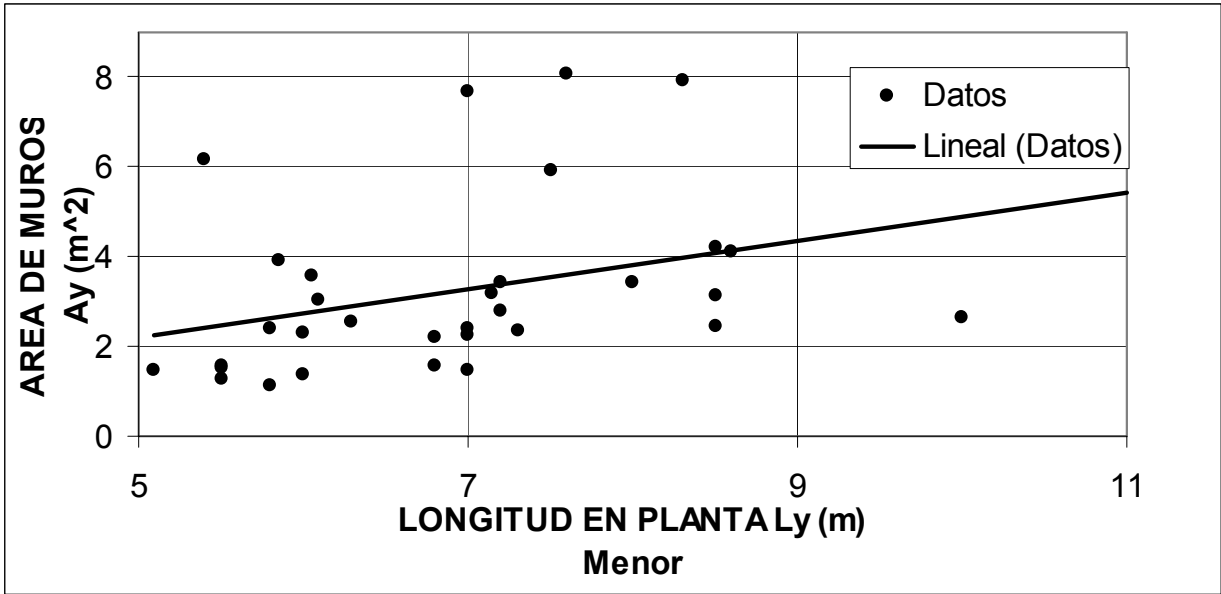


Figura 6.2 Área de muros resistentes en función de la longitud L_y

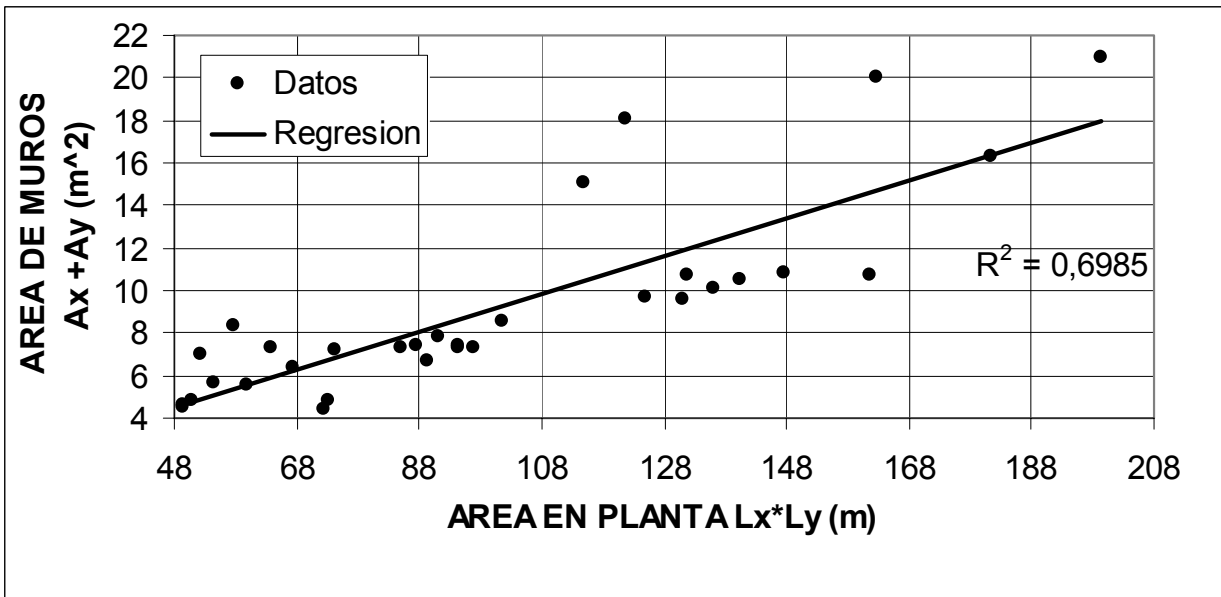


Figura 6.3 Área total de muros resistentes en función del área en planta $L_x * L_y$

Para establecer la generación de números aleatorios que respondan con una distribución de probabilidad uniforme, de las diferentes variables que se encuentran en las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3, se recurrió a la herramienta de Microsoft Excel que el

menú de *Herramientas*, en *Complementos*, *Análisis de Datos*, posee la herramienta *Generación de Números Aleatorios*. Para la generación de números aleatorios se requiere establecer, *el número de variables*, que corresponde al número de variables y *la cantidad de números aleatorios*, que indica el número de edificaciones hipotéticas a analizar, el tipo de *distribución de probabilidad*, que este caso es uniforme y el *rango* en el cual varían las diferentes variables, se estableció de 0 a 1, luego con una simple conversión matemática se establece en el rango real de la variable.

6.3 SIMULACIÓN DE LOS EDIFICIOS HIPOTÉTICOS Y EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD (IV)

Para el entendimiento del proceso de simulación de edificaciones hipotéticas se establecerá un ejemplo de cálculo para una edificación, para establecer su índice de vulnerabilidad. En primera instancia se generan los números aleatorios de las diferentes variables, Tabla 6.4 a través de la herramienta, *Análisis de Datos de Microsoft Excel*, estas varían entre 0 y 1. Resultando los siguientes números aleatorios para la primera edificación.

Tabla 6.4 Variables aleatorias

Aleatorio 1	Aleatorio 2	Aleatorio 3	Aleatorio 4	Aleatorio 5	Aleatorio 6	Aleatorio 7	Aleatorio 8	Aleatorio 9
0,38200018	0,10068056	0,59648427	0,89910581	0,88460952	0,95846431	0,01449629	0,4074221	0,86324656
Aleatorio 10	Aleatorio 11	Aleatorio12	Aleatorio13	Aleatorio 14	Aleatorio 15	Aleatorio 16	Aleatorio 17	Aleatorio 18
0,13858455	0,24503311	0,04547258	0,03238014	0,16412854	0,21961119	0,01709037	0,28504288	0,34308908

Ahora definimos a que variable corresponde cada aleatorio de la siguiente manera.

Tabla 6.5 Correspondencia entre Aleatorio y la variable

	Variable
Aleatorio 1	Parámetro 1 del IV
Aleatorio 2	Parámetro 4 del IV
Aleatorio 3	Parámetro 5 del IV
Aleatorio 4	Parámetro 9 del IV
Aleatorio 5	Parámetro 10 del IV

	Variable
Aleatorio 6	Numero de pisos
Aleatorio 7	Resistencia a la compresión
Aleatorio 8	Altura 1 piso
Aleatorio 9	Altura pisos superiores pisos
Aleatorio 10	Longitud en planta 1
Aleatorio 11	Longitud en planta 2
Aleatorio 12	Peso de diafragma
Aleatorio 13	Peso especifico muro
Aleatorio 14	Parámetro β_2
Aleatorio 15	Relación $\Delta M/M$ (%)
Aleatorio 16	Relación L/S
Aleatorio 17	Espesor muro
Aleatorio 18	Peso del techo

1. Primero se establece la clasificación de los parámetros 1, 4, 5, 9 y 10 que son parámetros cualitativos en el índice de vulnerabilidad. Para la clasificación de estos parámetros se tiene en cuenta, que como el aleatorio varia entre 0 y 1, se establecerá la clasificación de la siguiente manera.

Tabla 6.6 Criterio de clasificación de parámetros 1, 4, 5, 9,10 según el aleatorio.

Aleatorio	Clasificación del parámetro en el IV
$0 \leq AI < 0.25$	A
$0.25 < AI \leq 0.5$	B
$0.5 < AI \leq 0.75$	C
$0.75 < AI \leq 1$	D

Ejemplo: Para el parámetro 1 que corresponde al Aleatorio 1 que es igual a 0,38200018 se clasificaría como B según la Tabla 6.6 en el índice de vulnerabilidad. De esta forma se clasifican los parámetros 1, 4, 5, 9 y 10. Quedando de la siguiente manera.

Parámetro 1: B

Parámetro 4: A

Parámetro 5: C

Parámetro 9: D

Parámetro 10: D

2. En segunda instancia se evalúan los parámetros 3, 6, 7 y 8. Como es sabido nos encontramos considerando edificaciones de dos tipos de mampostería. Mampostería de materiales tradicionales, y mampostería de ladrillo y bloque, debemos antes establecer un criterio que nos define la diferencia entre los dos tipos de mampostería. Para nuestro criterio se denotó que las casas estudiadas de mampostería tradicional (Tapia o Adobe) de los 30 planos, poseen considerables área de muros resistentes en ambas direcciones, debido a que los espesores de muros de este tipo de edificaciones es mayor que las de edificaciones de mampostería de ladrillo y bloque. Por lo anterior se considero que si las áreas de muros resistentes en ambas direcciones era mayor de 7m^2 , entonces se consideraría como muros de mampostería tradicional.

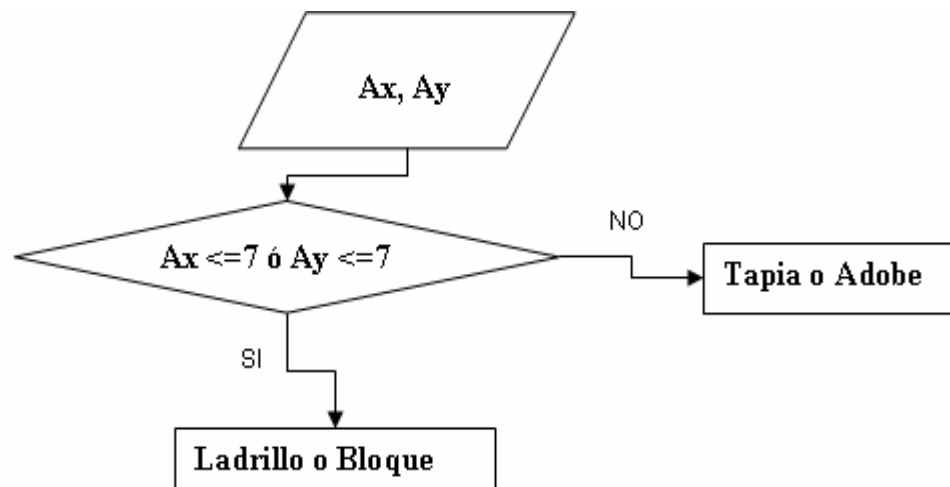


Figura 6.4 Criterio de diferenciación entre muros de mampostería tradicional y muros de ladrillo o bloques.

Como es deducible para establecer el tipo de mampostería es menester calcular primero las áreas de muros resistentes en ambas direcciones que dependen, como se puede observar en las Figuras 6.1 y 6.2, de las longitudes en planta de la edificación **Lx** y **Ly**, mayor y menor respectivamente.

- a) Longitud en planta 1 (**L1**) y longitud en planta 2 (**L2**). Pertenecen al aleatorio 10 y 11 respectivamente. Para cuadrar el aleatorio dentro de los rangos establecidos de la longitud en planta se utilizara la siguiente Ecuación. (Esta ecuación se aplicará para cualquier variable que sea aleatoria)

$$\text{Variable} = \text{Aleatorio} * (\text{LimSup} - \text{LimInf}) + \text{LimInf} \quad (6.1)$$

Donde **LimSup** y **LimInf** es el límite superior e inferior de la variable respectivamente.

Según la ecuación 6.1 las longitudes en planta L1 y L2 quedaría de la siguiente manera:

$$L1 = 0,13858455*(31-8)+8 = 11.18744465\text{m}$$

$$L2=0,24503311*(15-5)+5 = 7.4503311\text{m}$$

La longitud en planta 1 y 2 es igual 11.2m y 7.5m respectivamente.

Lo que realmente necesitamos son las longitudes en **X** y **Y** que como se había dicho corresponden a las longitudes Mayor y Menor respectivamente, por lo anterior las longitudes **Lx** y **Ly** quedan definidas así.

$$Lx = \text{Max}(L1, L2)$$

$$Ly = \text{Min}(L1, L2)$$

(6.2)

$$Lx = \text{Máx.}(11.2, 7.5) = 11.2\text{m}$$

$$L_y = \text{Min} (11.2, 7.5) = 7.5\text{m}$$

b) Área de muros resistentes en X (**A_x**) y en Y (**A_y**). Este aparte se obtiene de las relaciones de área de muros resistentes con longitudes en planta **L_x** y **L_y** de las Figuras 6.1 y 6.2

$$A_x = 0.5021 * L_x - 1.2965 \quad (6.3)$$

$$A_x = 0.5021 * 11.2 - 1.2965 = 4.32702\text{m}^2$$

$$A_y = 0.5336 * L_y - 0.4476 \quad (6.4)$$

$$A_y = 0.5336 * 7.5 - 0.4476 = 3.5544\text{m}^2$$

Las áreas de muros resistentes en **A_x** y **A_y** son 4.33 y 3.55m² respectivamente.

Luego de determinar las áreas de muros resistentes en las direcciones principales **X** y **Y**, se recurre ahora a la Figura 6.4 y se establece el tipo de mampostería.

A_x <= 7 OK ó A_y <= 7 OK. entonces el tipo Mampostería es de Ladrillo o Bloque, por consiguiente los rangos de las variables que se deben utilizar son los de la Tabla 6.2.

Al establecer el tipo de mampostería lo siguiente, es establecer los valores de los parámetros 3, 6, 7 y 8

I. Parámetro 3. Para la evaluación de este parámetro referente a la resistencia convencional se requieren de los siguientes valores, es prudente recordar que los rangos de las diferentes variables son los establecidos para los muros de mampostería de ladrillo o bloque, ya que el fue el tipo de mampostería que se definió anteriormente.

a) Numero de pisos (**N**): Esta variable corresponde al aleatorio 6 que es igual a 0,958464308.

$$N = 0,958464308 * (4 - 1) + 1 = 3.87539293$$

Redondeando a cero resultan *4 pisos*.

Nota: Para el caso de mampostería tradicional el número de piso es igual a 1 inmediatamente.

- b)** Altura del primer piso (**h1**). Corresponde al aleatorio 8 que es igual a 0,4074221.

$$h1 = 0,4074221 * (2.7 - 2.2) + 2.2 = 2.403711m$$

Redondeando a un decimal nos queda 2.4m de altura del primer piso.

- c)** Altura de los pisos superiores (**h2**). Pertenece al aleatorio 9 igual a 0,86324655.

$$h2 = 0,86324655 * (2.6 - 1.9) + 1.9 = 2.5042725m$$

Redondeando a un decimal queda 2.5m de altura por cada piso superior.

- d)** Altura promedio de los pisos (**h**). Para evaluar este parámetro se requiere de: la altura del primer piso, la altura de los pisos superiores y el número de pisos.

$$h = \frac{(h1 + h2 * (N - 1))}{N} \quad (6.5)$$

Según la ecuación 6.5 la altura promedio se calcula de la siguiente manera:

$$h = \frac{(2.4 + 2.5 * (4 - 1))}{4} = 2.475m$$

Finalmente la altura promedio de los pisos es de 2.475m

- e)** Resistencia a la compresión (**Fm**). Esta variable pertenece al aleatorio 7 que es igual a 0,01449629

$$Fm = 0.01449629 * (1000 - 200) + 200 = 211.597032$$

La resistencia a la compresión del muro es igual a 211.59 Ton/m²

- f) Resistencia al cortante (τ). Esta variable depende de la resistencia a la compresión de la mampostería, que se conoce como resistencia al cortante inicial.

$$\tau = 0.03 * Fa \quad (6.6)$$

La resistencia al cortante de los muros, según la ecuación 3.x resulta $0.03 * 211.6 = 6.348 \text{ Ton/m}^2$.

- g) Peso/m² del diafragma (**Ps**). Corresponde al aleatorio 13 igual a 0,045472579.

$$Ps = 0,045472579 * (0.35 - 0.2) + 0.2 = 0.2068 \text{ Ton/m}^2$$

Nota: Si se estuviera evaluando una edificación de Mampostería tradicional se escogería el peso del techo con los rangos respectivos, ya que se considera que este tipo de edificaciones son de un solo piso.

- h) Peso específico muro (**Pm**). Corresponde al aleatorio 13 igual a 0,03238013.

$$Pm = 0,03238013 * (1.8 - 1.2) + 1.2 = 1.219 \text{ Ton/m}^3$$

Según el método del índice de vulnerabilidad para cuantificar el parámetro 3, resistencia convencional se requiere establecer la relación $\alpha = C/Z$ donde **Z** es un coeficiente sísmico de referencia, que es el mismo valor del espectro elástico de aceleraciones **Sa = 2.5 * Aa * I** (se establece una aceleración pico efectiva **Aa** de 0.25 para una condición de amenaza sísmica alta que es lo representativo en la zona según el mapa de amenaza sísmica de la NSR-98. Es notable también que el periodo de las edificaciones será pequeño siempre por las bajas alturas que se están manejando que son inferiores a 10m, por lo anterior es posible utilizar la formulación

anterior para **Sa** en el espectro propuesto por la NSR-98), entonces **Sa = Z= 0.625= 0.63**.

Para hallar **C**, definido como la relación entre la fuerza máxima resistente horizontal y el peso del edificio, se realiza mediante las fórmulas siguientes, descritas en el método del índice de vulnerabilidad:

$$C = \frac{\alpha_o * \tau_k}{q * N} \sqrt{1 + \frac{q * N}{1.5 * \alpha_o * \tau_k * (1 + \gamma)}} \quad (6.7)$$

$$\alpha_o = \frac{A}{A_t}; A = \min[A_x; A_y] \quad (6.8)$$

$$\gamma = \frac{B}{A}; B = \max[A_x; A_y] \quad (6.9)$$

$$q = \frac{(A + B) * h}{A_t} * P_m + P_s \quad (6.10)$$

Para evaluar la relación $\alpha = C/Z$ se necesitan todos los valores de las variables calculados anteriormente para el parámetro 3. Se resume en la siguiente Tabla.

Tabla 6.7 Valores de la simulación para el cálculo del parámetro 3

Variable	Valor	Unidad
N (Número de pisos)	4	Un
h (altura promedio de los pisos)	2.475	m
Lx (Longitud en planta en x)	11.2	m
Ly (Longitud en planta en y)	7.5	m
Ax (área de muros resistentes en x)	4.33	m ²
Ay (área de muros resistentes en y)	3.55	m ²
τ (resistencia al cortante)	6.35	Ton/m ²
Ps (Peso/m ² del diafragma)	0.21	Ton/m ²
Pm (Peso específico de los muros)	1.22	Ton/m ³

Haciendo uso de las ecuaciones para calcular el parámetro 3, resulta.

$$A = \text{Min}(4.33, 3.55) = 3.55$$

$$B = \text{Máx}(4.33, 3.55) = 4.33$$

$$\alpha_o = \frac{3.55}{11.2 * 7.5} = 0.0422619$$

$$\gamma = \frac{4.33}{3.55} = 1.2197$$

$$q = \frac{(3.55 + 4.33) * 2.475}{11.2 * 7.5} * 1.22 + 0.21 = 0.49325 \text{Ton} / m^2$$

$$C = \frac{0.0422619 * 6.35}{0.49325 * 4} \sqrt{1 + \frac{0.49325 * 4}{1.5 * 0.0422619 * 6.35 * (1 + 1.2197)}} = 0.2436$$

Finalmente la relación $\alpha = 0.2436 / 0.63 = 0.3866$

Según el índice de vulnerabilidad este parámetro se califica de la siguiente manera.

- Edificación con un valor de $\alpha \geq 1$: **Calificación A.**
- Edificación con un valor de α entre 0.6 y 1: **Calificación B.**
- Edificación con un valor de α entre 0.4 y 0.6: **Calificación C.**
- Edificación con un valor de $\alpha < 0.4$: **Calificación D.**

Es decir:

Parámetro 3: D

II. Parámetro 6. Para calcular este parámetro concerniente a la configuración en planta es necesario, calcular primero los parámetros β_1 y β_2 .

$$\beta_1 = \frac{L_y}{L_x} = \frac{7.5}{11.2} = 0.6696$$

β_2 corresponde al aleatorio 14 entonces el cálculo de esta variable es:

$$\beta_2 = 0,1641285439*(0.2-0)+0 = 0.03282$$

Según el la metodología del índice de vulnerabilidad este parámetro se clasifica de acuerdo a:

- Edificación con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$. **Calificación A**
- Edificación con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$. **Calificación B**
- Edificación con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$. **Calificación C**
- Edificación con $0.4 > \beta_1$ ó $0.3 < \beta_2$. **Calificación D**

Según esta clasificación se calificaría como **A** por que $\beta_2 < 0.1$ y como **B** por que $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$. Entonces se escoge el caso más desfavorable.

Se clasifica el **Parámetro 6: B**

III. Parámetro 7. El siguiente parámetro registra la configuración en altura de la edificación como la variación de la masa en dos pisos sucesivos relacionada con la masa del primer piso. Este parámetro corresponde a aleatorio 15, utilizando la ecuación 6.1, el parámetro 7 resulta.

$$\Delta M / M(\%) = 0,219611194*(10-(-50))+ (-50) = -36.823\%$$

La configuración en altura $-\Delta M / M = -36.823\%$, es decir hay una disminución de la masa hacia arriba del 36.823%.

De acuerdo al índice de vulnerabilidad este parámetro se evalúa según el siguiente criterio.

- Edificación con $-\Delta M / M < 10\%$ o edificaciones de un solo piso. **Calificación A**

- $10\% \leq -\Delta M/M < 20\%$. **Calificación B**
- $-\Delta M/M > 20\%$. **Calificación C**
- $\Delta M/M > 0$. **Calificación D**

Tomando como pauta la clasificación anterior el parámetro 7 se califica como:

Parámetro 7: C

IV. Parámetro 8. Este parámetro evalúa la separación de los muros divisorios en el muro maestro. **L** = Espaciamiento de los muros transversales **S** = espesor del muro maestro. Corresponde al aleatorio 16.

$$L/S = 0,01709036*(95-10) + 10 = 11.45$$

Por el criterio del índice de vulnerabilidad.

- Edificio con $L/S < 15$. **Calificación A**
- Edificio con $15 \leq L/S < 18$. **Calificación B**
- Edificio con $18 \leq L/S < 25$. **Calificación C**
- Edificio con $L/S \geq 25$. **Calificación D**

El parámetro califica como:

Parámetro 8: A

3. Por ultimo se evalúan los parámetros 2 y 11 que como se estableció anteriormente dependerán de la resistencia al cortante y la compresión, según el siguiente criterio esbozado en la siguiente Tabla.

Tabla 6.8 Criterio de calificación de los parámetros 2 y 11. Para mampostería de Ladrillo o bloque.

	Calificación Parámetro 2 y 11	A	B	C	D
Resistencia a la compresión	Limite superior (Ton/m ²)	1000	775	550	325
Resistencia a la compresión	Limite inferior(Ton/m ²)	775	550	325	100
ó	Calificación Parámetro 2 y 11	A	B	C	D
Resistencia a al cortante	Limite superior(Ton/m ²)	30	24	18	12
Resistencia a al cortante	Limite inferior(Ton/m ²)	24	18	12	6

Si se estuviera evaluando una edificación de mampostería de Tapia o Adobe se recurre a la Tabla 6.9.

Tabla 6.9 Criterio de calificación de los parámetros 2 y 11. Para mampostería tradicional de Tapia o Adobe.

	Calificación Parámetro 2 y 11	A	B	C	D
Resistencia a la compresión	Limite superior(Ton/m ²)	200	162,5	125	87,5
Resistencia a la compresión	Limite inferior(Ton/m ²)	162,5	125	87,5	50
ó	Calificación Parámetro 2 y 11	A	B	C	D
Resistencia a al cortante	Limite superior(Ton/m ²)	6	4,875	3,75	2,625
Resistencia a al cortante	Limite inferior(Ton/m ²)	4,875	3,75	2,625	1,5

I. Resistencia a la compresión (**fm**). Calculada anteriormente según el aleatorio 7 es de 211.6

II. Resistencia al cortante τ . Evaluado anteriormente como 6.35 Ton/m²

Atendiendo al criterio de la Tabla 6.8 según la resistencia de la compresión el parámetro 2 y 11 clasifica como D y según la resistencia al cortante los parámetros 2 y 11 clasificarán como D. Se escoge en ultimas la calificación mas desfavorable.

Parámetro 2 y 11: D

Establecidos todos los parámetros del índice de vulnerabilidad que se resumen en la siguiente Tabla 6.10, es posible estimar el índice de vulnerabilidad de la edificación hipotética, según el valor de las clases y el peso de cada parámetro establecido en el índice de vulnerabilidad.

Como se puede apreciar en la simulación no se tuvo en cuenta el ítem 12, el cual trata sobre las edificaciones adyacentes, puesto que tendría que tenerse en cuenta para el cálculo del daño y realidad este parámetro resultaría un poco abstracto modelarlo y por ende la simulación sería muy difícil, sin embargo es un parámetro muy importante que en estudios posteriores se espera se trate de manera más cuidadosa.

Tabla 6.10 Calificación de los parámetros del índice de vulnerabilidad en el ejemplo de simulación

N°	Parámetro	Calificación
1	Organización del sistema resistente.	B
2	Calidad del sistema resistente.	D
3	Resistencia convencional.	D
4	Posición del edificio y cimentación.	A
5	Diafragma horizontales.	C
6	Configuración en planta.	B
7	Configuración en elevación.	C
8	Distancia máxima entre los muros.	A
9	Tipo de cubierta.	D
10	Elementos no estructurales.	D
11	Estado de conservación.	D

Con los resultados mostrados en la Tabla anterior y los valores de cada parámetro del índice de vulnerabilidad, que se encuentran en la Tabla 4.1, podemos calcular el índice de vulnerabilidad. Haciendo los cálculos respectivos tenemos para nuestro ejemplo un Índice de Vulnerabilidad igual a **59.477**.

6.4 DEFINICIÓN DEL NIVEL DE ACCIÓN SÍSMICA A APLICARSE

6.4.1 Modelo de las Edificaciones

Para la aplicación de cualquier acción sísmica, siempre requerirá en primera instancia de una descripción del edificio mediante un modelo estructural. Que dentro de los diferentes tipos de modelos podemos esbozar, los siguientes en un orden de menor a mayor complejidad como son.

- Los de eje cortante con masa concentradas y rigidez infinitas en el piso.
- Modelos con eje continuo de corte.
- Modelos aporricados con tres grados de libertad por nudo.
- Modelos espaciales en tres dimensiones considerando hasta 6 grados de libertad por nudo.
- Modelos basados en elementos finitos.

Es indispensable decir que la elección de un modelo de cualquiera de los anteriores, depende en gran manera de las características de la estructura, la información que se posea sobre la misma, el nivel de aproximación deseado y las facilidades de cálculo disponible. Para un estudio de vulnerabilidad a gran escala a nivel de una ciudad, modelos demasiados complejos son inadecuados a causa del gran volumen de información que se necesita para generar resultados, además del esfuerzo de acopio, síntesis y procesamiento de dicha la información, así pues los mejores modelos serán aquellos que siendo sencillos, asimilen la mayor cantidad de información posible.

En este sentido resulta de gran interés el estudio realizado por Moric⁵⁵ el cual realizo un estudio comparativo de posibilidades de combinación de modelos estructurales y de definición de la acción sísmica, tanto para mampostería no reforzada como para estructuras de hormigón armado. Los resultados de la variación de diferentes definiciones de carga y modelos estructurales, llego a la conclusión que para nuestro

⁵⁵ MORIC, D. POSSIBILITY OF MAKING CALCULATION SIMPLE EARTHQUAKE DAMAGE LEVEL Proceeding of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Pag 41-48 1986.

caso, muros de mampostería no reforzada, una estimación bastante aproximada del daño que sufren estas edificaciones ante un sismo, es posible obtenerse mediante una combinación de fuerzas horizontales equivalentes estáticas y un modelo de eje cortante; utilizando la rigidez obtenida como la suma, de la rigidez de todos los elementos verticales de cada nivel del edificio para cada dirección ortogonal. Estima también la conclusión de que el daño para estas edificaciones puede ser obtenido como la relación del cortante actuante y el cortante resistente.

Otro investigador Hendry⁵⁶ llevo a cabo varios ensayos de modelos de estructuras de mampostería sometidos a carga lateral, a escala real. Los resultados arrojados indican que los modelos que más se ajustan a los datos observados experimentalmente son los modelos de elementos finitos y los de eje cortante. Los resultados obtenidos se pueden denotar en la Figura 1.x

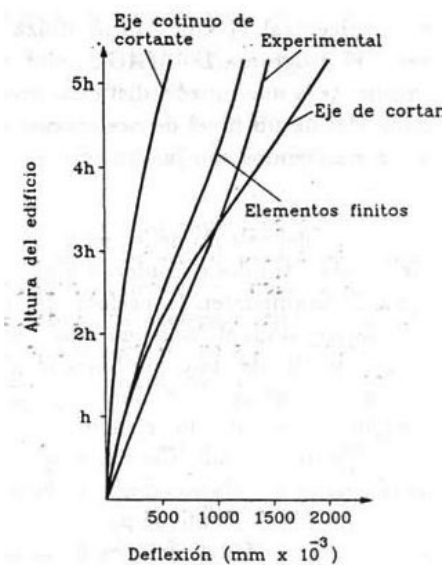


Figura 6.5 Comparación entre las deflexiones laterales medidas experimentalmente y calculadas mediante modelos de estructuras de mampostería no reforzada, ensayadas a escala natural. H es la altura media de un piso (Yepez 1996)

Es de aclarar también que la utilización de modelos complejos en estructuras de mampostería no reforzada, pierde sentido debido a la gran incertidumbre que existe, referente a las propiedades de los materiales utilizados; muy diferente es el caso de estructuras de hormigón armado, el cual existen estudios e investigaciones, bastante

⁵⁶ HENDRY, A.W. , STRUCTURAL MASONRY, MacMilan Education Ltd., Londres, 1990

exhaustiva de las propiedades del hormigón, llegando a plantear modelos teóricos de gran confiabilidad.

A partir de las recomendaciones hechas por Moric y Hendry se tomará como modelo estructural el eje de cortante con masas concentradas en cada piso y considerando infinitamente rígidos los nudos y los pisos, lo cual genera un único grado de libertad por planta para cada dirección ortogonal. Los efectos posibles debido a la torsión por la irregularidad en planta no se serán considerados, pero dada las características regulares de este tipo de estructuras, este tipo de simplificación puede ser aceptada. Por el contrario la irregularidad en altura por disminución o aumento de la masa será tenida en cuenta en los modelos.

Sin embargo, la hipótesis simplificatoria de la rigidez infinita de los pisos, perfectamente es admisible en el análisis de edificios de hormigón armado que poseen diafragmas rígidos, considerar este modelo en edificaciones de mampostería no reforzada en algunos casos puede conducir a serios errores de predicción de comportamiento. Este tipo de edificaciones lo normal es que presenten sistemas de piso con flexibilidad en el plano. Investigadores como Tomazevic *et al.* (Tomacevic M. *et al.*, 1992), han estudiado la influencia del tipo de sistema de piso, por ejemplo, examinaron el comportamiento de tres modelos, a escala 1:4, de edificaciones de mampostería, con tres tipos de sistemas de piso: de madera, de madera con vigas metálicas como elementos de arriostre y de soporte y, por último, de losa de hormigón armado. Se observó que en el primer modelo, el colapso se producía debido a problemas de inestabilidad, constatando que los pisos se separaban de la mampostería y dejaban de actuar como arrostros efectivos de las paredes, lo cual genera la propia caída de los pisos. Para los dos modelos restantes, en cambio, se verificó que los fallos eran producto no de problemas de inestabilidad sino de la

excedencia de esfuerzos máximos en el plano de las paredes, eso sí, presentando el modelo con piso de losa de hormigón una menor capacidad de deformación lateral.⁵⁷

Debido a la discusión del problema de deformabilidad de los diafragmas de edificaciones de mampostería no reforzada se plantea 2 tipos de modelos:

1. *Modelo de eje cortante.* Para edificaciones con calificación A o B en el parámetro 5 del índice de vulnerabilidad, es decir con flexibilidad despreciable del diafragma. Para este modelo se distribuirá el cortante de piso a cada nivel de la edificación.
2. *Modelo de panel.* Para edificaciones con calificación C o D en el parámetro 5 del índice de vulnerabilidad. Considera la altura total de la edificación y se le aplica únicamente el cortante total. Este tipo de modelo para edificaciones con deformabilidad del diafragma, plantea todos los problemas de capacidad resistente e inestabilidad fuera del plano que pudiera presentarse.

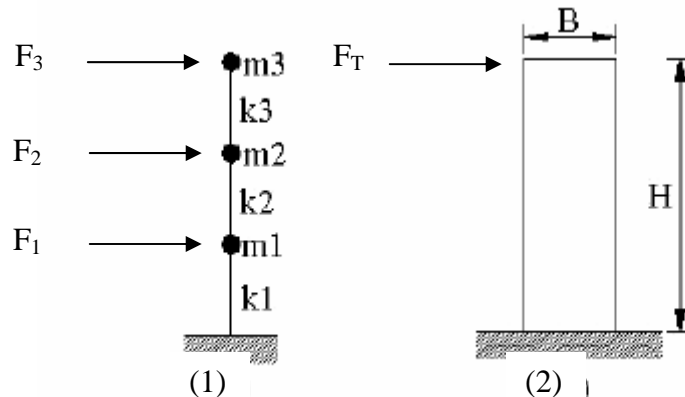


Figura 6. 6 Modelos estructurales para edificaciones de Mampostería no reforzada

Debido a que el modelo de Abrams, es el que se va a utilizar para cuantificar el comportamiento de la edificación, no se necesita evaluar la edificación en toda la historia del tiempo durante el cual va estar sometido a una acción sísmica, sino únicamente a una sollicitación máxima, esto nos indica que debemos utilizar un

⁵⁷ JIMENEZ, Juan P. VULNERABILIDAD SISMICA DE LA EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE CUENCA MEDIANTE TECNICAS DE SIMULACION. Quito Junio del 2002.

sistema de fuerzas estáticas derivadas de espectros de respuesta, se opta entonces la utilización del espectro de respuesta de la Normativa Sismo Resistente (NSR-98) para el territorio colombiano. Las características de no linealidad del comportamiento de los paneles es considerado en el modelo de Abrams.

6.4.2 Espectro de Respuesta de la Norma Sismo Resistente Colombiana

La amenaza sísmica para la normativa sismo resistente vigente en Colombia NSR-98 está asociada con una probabilidad de excedencia de la aceleración pico efectiva **Aa** que se escogió como parámetro descriptivo del sismo. **Aa** se define como un nivel de amenaza, tal que hay una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de 50 años. Como denotamos en el capítulo de peligrosidad sísmica, según el estudio realizado por la AIS en su documento NSR-98 la aceleración pico efectiva para Bucaramanga esta determinada igual a 0.25g por otro lado según el estudio de Microzonificación de Bucaramanga se estimó para la Zona 2 (Suelo rígido) que es la que abarca la mayor parte de la Meseta de Bucaramanga una aceleración pico efectiva de 0.4g. Haciendo esta anterior aclaración definiremos los niveles de amenaza sísmica de **Aa** en el proceso de simulación de las funciones de vulnerabilidad entre 0.01g y 0.4g, definiendo 9 niveles de amenaza en este rango.

Tabla 6.11 Niveles de Aceleraciones pico efectiva definida para la obtención de las funciones de vulnerabilidad

SIMULACIÓN	Aa (ACELERACIÓN PICO EFECTIVA)
1	0.01
2	0.05
3	0.1
4	0.15
5	0.2
6	0.25
7	0.3
8	0.35
9	0.4

La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%, viene definido por la ordenada del espectro de aceleraciones para un periodo de vibración dado, los valores de la ordenada espectral vienen determinados por tres tramos característicos de la siguiente manera:

1. Para periodos de vibración menores de **T_c**, el valor de **S_a** o espectro de aceleraciones puede limitarse a:

$$T_c = 0.48 * S \quad (6.11)$$

$$S_a = 2.5 * A_a * I \quad (6.12)$$

2. Para periodos de vibración mayores que **T_l**, **S_a** se calcula según la siguiente formulación:

$$T_l = 2.4 * S \quad (6.13)$$

$$S_a = \frac{A_a * I}{2} \quad (6.14)$$

3. Para períodos de vibración intermedios entre **T_c** y **T_l**, **S_a** se define así:

$$S_a = \frac{1.2 * A_a * S * I}{T} \quad (6.15)$$

En caso de utilizar análisis dinámico, para períodos de vibración diferentes al fundamental en la dirección de estudio con períodos menores a **T_o** (**T_o** = 0.3seg), el espectro de aceleraciones puede obtenerse mediante:

$$S_a = A_a * I * (1 + 5 * T) \quad (6.16)$$

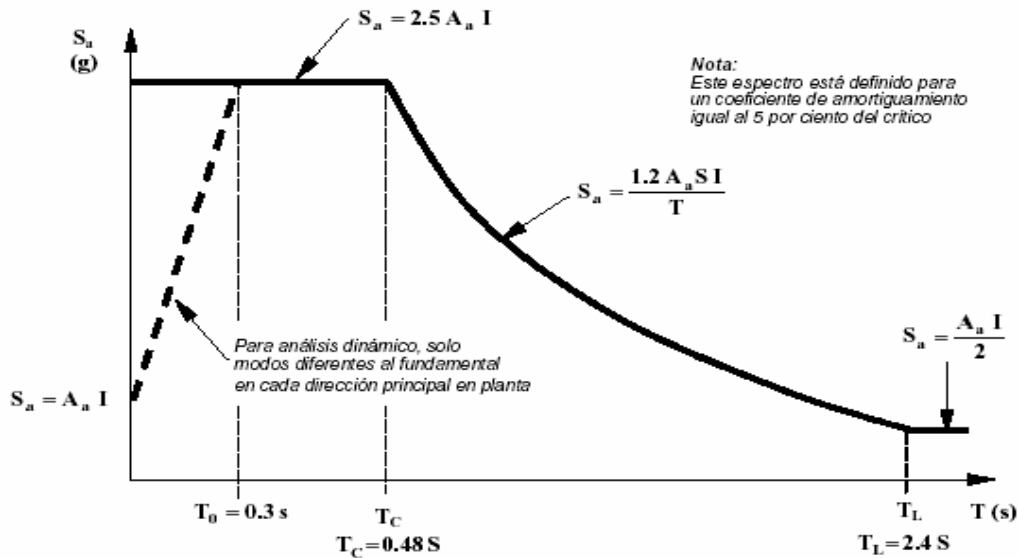


Figura 6. 7 Espectro de aceleraciones de la normativa sismo resistente colombiana NSR-98.

Debido a la anterior formulación, definida en el espectro de aceleraciones es necesario determinar algunos parámetros que intervienen en el cálculo como son los efectos locales producidos por el perfil del suelo, la importancia de la edificación, y el periodo fundamental de la edificación, que pertenecen a las variables **S**, **I** y **T** respectivamente.

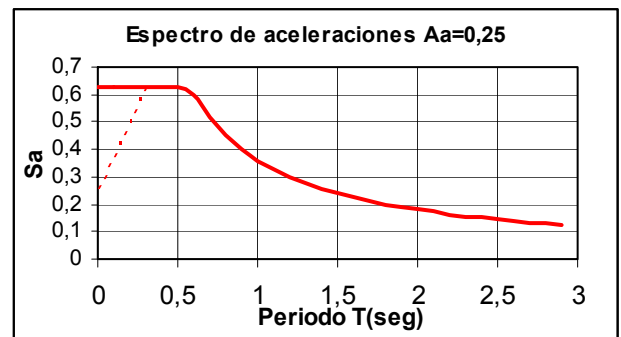
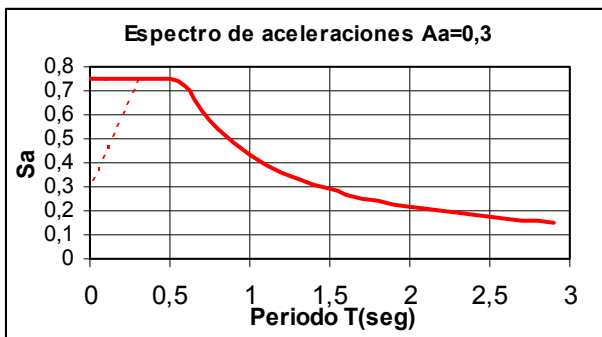
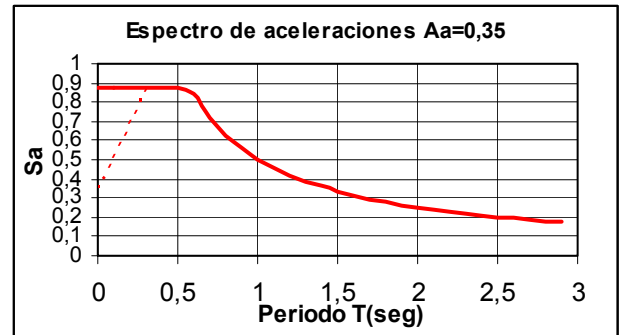
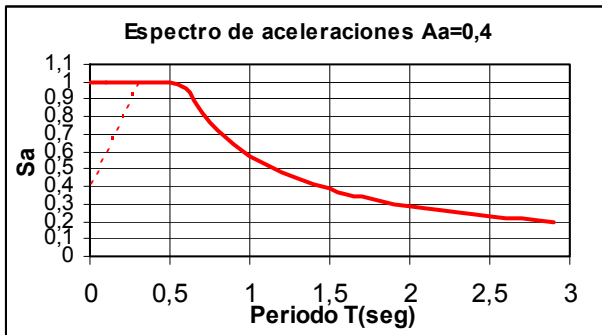
- **Efectos Locales (S).** El coeficiente de sitio **S** se estableció como 1.2 que según a la NSR-98 pertenece a perfiles de suelo con las siguientes características: Cuando entre la roca y la superficie existen mas de 60m de depósitos estables de suelos duros o densos, compuesto por arcillas duras o suelos no cohesivos, según esta descripción este tipo de suelos es similar al obtenido en el estudio de microzonificación de Bucaramanga como Zona 2 (Suelo Rígido) en donde se asienta la mayor parte de la población de Bucaramanga.
- **Coficiente de importancia (I).** El coeficiente de importancia referido a la edificación, se cuantifico como igual a 1.0 perteneciente al grupo de edificaciones de ocupación normal.

- **Periodo fundamental del edificio (T).** Una alternativa aproximada para el cálculo del periodo fundamental de la estructura se obtiene por medio.

$$T = C_t * h_n^{3/4} \quad (6.17)$$

Donde h_n se toma como la altura total de la edificación $h_n = h_1 + (N - 1) * h_2$ siendo h_1 altura del primer piso h_2 altura de los pisos superiores y N el número de pisos. C_t se definió como 0.05 para edificaciones de mampostería no reforzada.

Definido todas las variables que se involucran en la determinación del espectro de aceleraciones, se muestran a continuación los espectros utilizados en la simulación hipotética de edificaciones para la obtención de las funciones de vulnerabilidad para mampostería no reforzada.



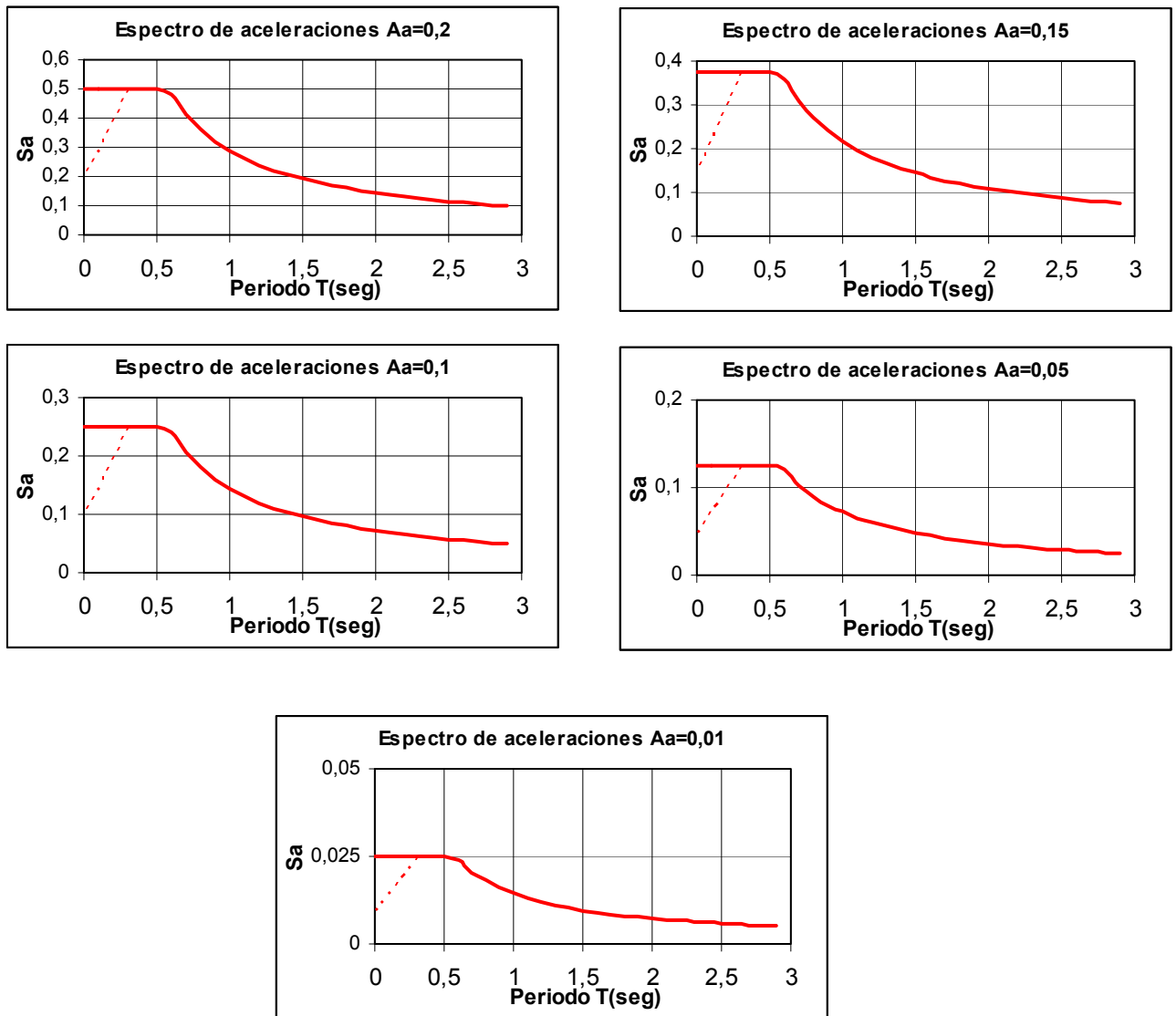


Figura 6. 8 Espectros elásticos de respuesta utilizados en el proceso de simulación.

6.4.3 Evaluación de la Acción Sísmica.

Siguiendo también en este aspecto la recomendación hecha en el estudio de Moric, mencionado con anterioridad, donde esboza que una evaluación bastante fiable del daño que puede causar un sismo a una edificación de mampostería no reforzada, era aplicando Fuerzas horizontales equivalentes estáticas a un modelo estructural de eje cortante, y atendiendo a las publicaciones ATC-3, ATC-14 y ATC-22 que sugieren

también una evaluación sísmica de edificios existentes utilizando esta simplificación, se aplicará unas fuerzas sísmicas equivalentes a los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, que se distribuirá en los pisos en proporción a la rigidez de los elementos verticales considerando la rigidez del diafragma.

6.4.3.1 Fuerza sísmica horizontal equivalente.

El cortante sísmico en la base V_s se obtiene por medio de la siguiente ecuación

$$V_s = Sa * g * M \quad (6.18)$$

El valor de Sa corresponde al valor de las ordenadas del espectro de aceleraciones, para un periodo T de la edificación.

Las fuerzas sísmicas en cualquier nivel i de la edificación deben distribirse según las siguientes ecuaciones.

$$F_i = C_{vi} * V_s \quad (6.19)$$

$$C_{vi} = \frac{m_i * h_i^k}{\sum_{i=1}^n (m_i * h_i^k)} \quad (6.20)$$

El exponente k se encuentra relacionado con el periodo fundamental T de la edificación de la siguiente manera.

- a) Para $T \leq 0.5\text{seg}$, $k=1.0$
- b) Para $0.5 < T \leq 2.5\text{seg}$, $k=0.75+0.5T$.
- c) Para $T > 2.5\text{seg}$, $k = 2.0$

Para el cálculo del coeficiente de distribución de la fuerza sísmica C_{vi} en los niveles de la edificaciones es necesario conocer los parámetros h_i y m_i que se refieren a la altura y masa del nivel respectivamente. A continuación se esboza el procedimiento de cálculo de estos parámetros en la simulación realizada de las edificaciones hipotéticas.

- **Evaluación de las masas.** En el modelo empleado para la evaluación de la acción sísmicas se considera que las masas se concentran a nivel de los entrepisos y en el caso del ultimo piso se agrega también parte de la masa de la cubierta, es importante decir que para el caso de las edificaciones de mampostería no reforzada de Bucaramanga se utilizan también losas de concreto en calidad de techos para mampostería de ladrillo o bloque. El peso/m² de los diafragmas de las edificaciones de mampostería de ladrillo y bloque se asumió utilizando un espesor de 10cm para el límite inferior y de 15cm para el límite superior. Los rangos de pesos por unidad de área de los techos y los pesos específicos de la mampostería, tanto para mampostería tradicional como mampostería de ladrillo y bloque se asumió de recomendaciones de la bibliografía o de la literatura.

Tabla 6.12 Peso por área de techo utilizado.

Tipo de techo	Ton/m ²
Losa	0.35
Zinc	0.08
Teja	0.16

Así, las masas de los entrepisos y techos de las edificaciones de mampostería no reforzada que se modelaron se calcularon según las siguientes expresiones.

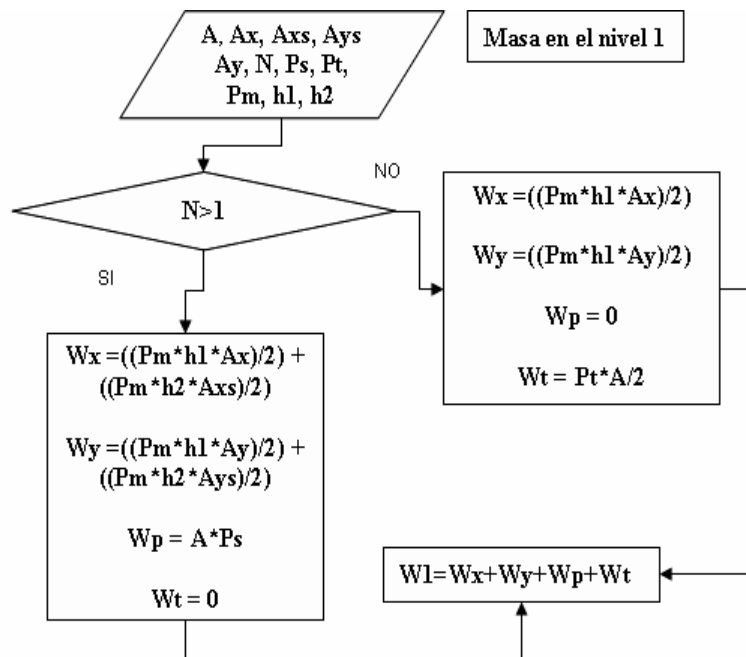


Figura 6. 9 Diagrama de flujo para cálculo de masa en el nivel 1

Primero recordemos a que corresponde cada una de las variables anteriores:

- A** = Área en planta de la edificación (m^2).
- Ax** = Área de muros resistentes en la dirección **x** (m^2)
- Ay** = Área de muros resistentes en la dirección **y** (m^2)
- Axs** = Área de muros resistentes en los pisos superiores en **x** (m^2).
- Ays** = Área de muros resistentes en los pisos superiores en **y** (m^2).
- N** = Números de pisos.
- Ps** = Peso/ m^2 del diafragma (Ton/ m^2).
- Pt** = Peso del techo (Ton/ m^2).
- Pm** = Peso específico de los muros (Ton/ m^3).
- h1** = Altura del primer piso (m)
- h2** = Altura promedio de los pisos superiores.

Existen algunas variables que no fueron calculadas en la etapa de cálculo del índice de vulnerabilidad de la edificación hipotética, estas son **A**, **Axs**, **Ays** y **Pt**, su cálculo será descrito a continuación.

$A = L_x * L_y$ (Las variables **Lx** y **Ly** se muestran su proceso de cálculo en la etapa del índice de vulnerabilidad).

$Pt = Aleatorio18 * (LimSup - LimInf) + LimInf$ (Los límites inferior y superior son los establecidos para mampostería tradicional o mampostería de ladrillo o bloque).

Como se mencionó con anterioridad, en el modelo establecido para las edificaciones, se va a tener en cuenta las irregularidades en altura generadas por la disminución o aumento de masa en altura, para establecer esta característica recurrimos al parámetro 7 del índice de vulnerabilidad que se refiere a irregularidad en elevación, que se evalúa por medio de la expresión $\pm \Delta M/M$ (%), donde el signo negativo indica una disminución de masa en dos pisos consecutivos y el signo positivo un aumento. Consideramos entonces que existirá una disminución o aumento de las áreas de los muros resistentes de los pisos superiores, de la siguiente manera.

$$\pm \frac{\Delta M}{M} = \frac{(A_{xs} + A_{ys}) - (A_x + A_y)}{A_x + A_y} \quad (6.21)$$

Despejando **Axs** y **Ays** obtenemos las áreas de muros resistentes en los pisos superiores **As = Axs + Ays**

$$A_s = \left(\pm \frac{\Delta M}{M} \right) * (A_x + A_y) + (A_x + A_y) \quad (6.22)$$

Suponiendo ahora una distribución equivalente en porcentaje de muros en las dos direcciones, a la del primer piso, las áreas resistentes de muros en las direcciones **x** y **y** en los pisos superiores queda de la siguiente manera.

$$A_{xs} = A_s * \left(\frac{A_x}{A_x + A_y} \right) \quad (6.23)$$

$$A_{ys} = A_s * \left(\frac{A_y}{A_x + A_y} \right) \quad (6.24)$$

Queda de esta manera definida todas las variables necesarias para calcular la masa correspondiente al primer nivel, las cuáles también se utilizarán para calcular las masas de los niveles superiores.

$$M_i = \frac{W_x + W_y + W_p + W_t}{g} \quad (6.25)$$

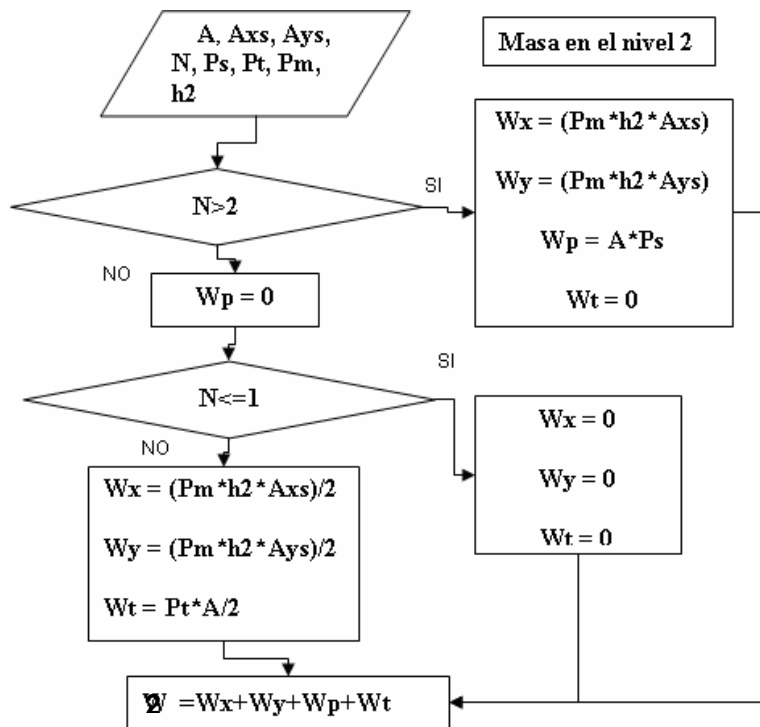


Figura 6.10 Diagrama de flujo para cálculo de masa en el nivel 2

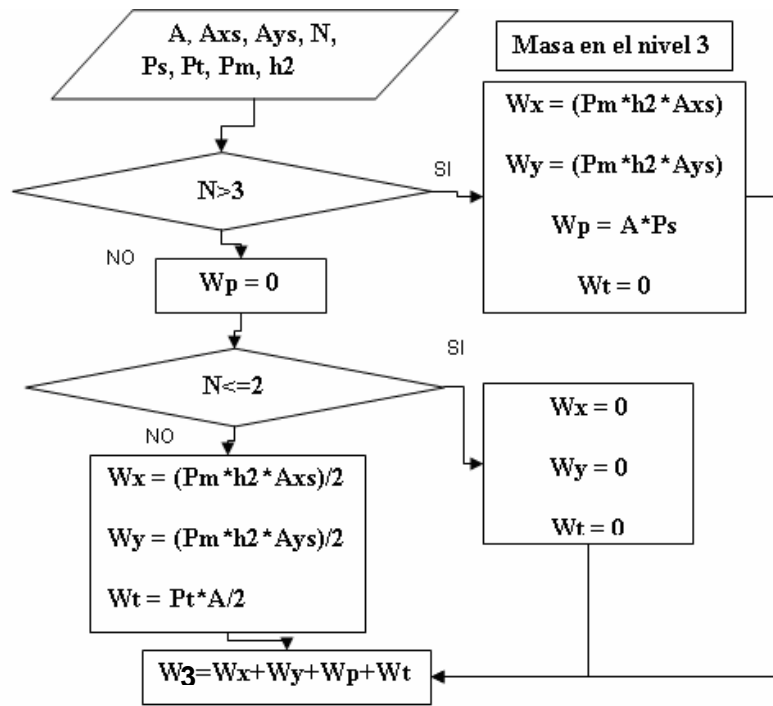


Figura 6. 11 Diagrama de flujo para cálculo de masa en el nivel 3

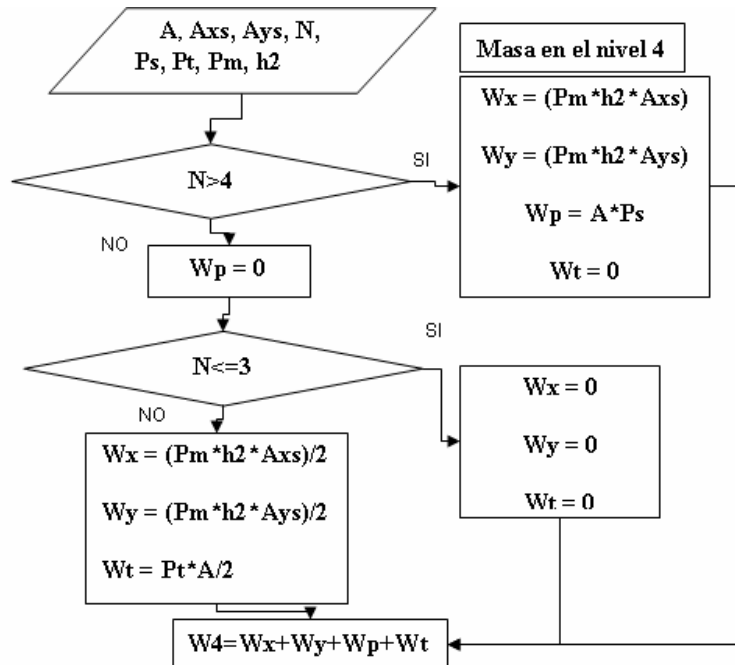


Figura 6. 12 Diagrama de flujo para cálculo de masa en el nivel 4

- **Evaluación de la altura de los niveles.** Para el cálculo de esta variable se estableció la siguiente rutina o diagrama de flujo.

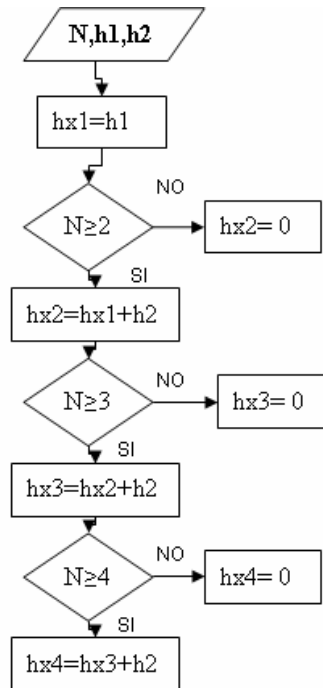


Figura 6. 13 Diagrama de flujo para cálculo de la altura de los niveles respectivos.

6.5 EVALUACION DE INDICES GLOBALES DE DAÑO MEDIANTE EL PROGRAMA (PDAÑO).

Para el proceso de simulación del comportamiento sísmico y la respectiva evaluación del índice de daño estructural de las edificaciones hipotéticas para la ciudad de Bucaramanga se realizó mediante el programa **PDAÑO**. Esto debido a la cantidad de edificaciones que se simularon. Al respecto se decidió establecer una cantidad equivalente a 2000 edificaciones hipotéticas, siguiendo como referencia el estudio realizado por Fabricio Yépez 1996⁵⁸ donde se estimó que 2000 edificaciones era una cantidad suficiente para el caso de mampostería no reforzada. El programa PDAÑO fue elaborado en Visual Basic, logrando interactuar con la hoja de cálculo de

⁵⁸ YÉPEZ MOYA, Fabricio. Memoria de tesis doctoral METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION, Barcelona, Julio de 1996

Microsoft Excel donde se elaboraron todos los parámetros referentes a las edificaciones hipotéticas, al igual que la evaluación de los índices de vulnerabilidad y la acción sísmica correspondiente. El programa toma los datos necesarios o la información de la hoja cálculo de Microsoft Excel, donde cada fila se destinaba para una edificación, realiza los cálculos pertinentes y devuelve los resultados de daño por cada piso en cada dirección ortogonal de la edificación, además calcula el daño para el modelo tipo panel, que anteriormente se mencionó, corresponde a las edificaciones que poseen diafragmas flexibles.

6.5.1 Definición de Parámetros para el modelo de daño

Es conveniente antes de ilustrar el proceso de cálculo de los índices de daño globales, definir las diferentes variables o parámetros que se necesitan para el cálculo de daño. Según el modelo teórico de Abrams las variables necesarias para estimar el posible comportamiento de la mampostería son: **fa** esfuerzo de compresión, **L** longitud total del panel, **b** Espesor del panel, **h** Altura del panel, τ esfuerzo cortante por carga lateral, **Fvo** Resistencia al cortante del panel, **Fa** Resistencia a la compresión del panel. A continuación se describirá como se definieron cada una de estas variables.

1. Espesor del panel (b(m)).

Como ya es sabido el espesor del panel pertenece a aleatorio 17 como se muestra en la Tabla 6.5, pero antes debe primero definirse el tipo de mampostería, según la instrucción de la Figura 6.4 para así establecer que rangos de espesor se tomarán, ya sea los de mampostería tradicional (Tabla 6.3) o mampostería de bloque y ladrillo (Tabla 6.2), al definirse los rangos se aplica la ecuación 6.1 quedando de la siguiente manera.

$$b = \text{Aleatorio17} * (\text{Lim sup} - \text{Lim Inf}) + \text{Lim Inf} \quad (6.26)$$

Los límites inferior o superior son límites del espesor del tipo de mampostería tradicional o de ladrillo y bloque.

2. Longitud unitaria del panel (L (m)).

En el modelo de daño de Abrams las longitudes son referidas a longitudes de panel, es por esto que debe establecerse una distribución modular simbólica de las edificaciones y así calcular longitudes unitarias de los paneles o muros, con este fin se recurrió a los parámetros de área en planta **A** (m²) y relación aspecto $\beta_1 = \frac{L_x}{L_y}$, del parámetro 6 del índice de vulnerabilidad, para establecer los criterios de número de vanos en las direcciones principales **x** y **y** como se muestra en la Figura 6.3.

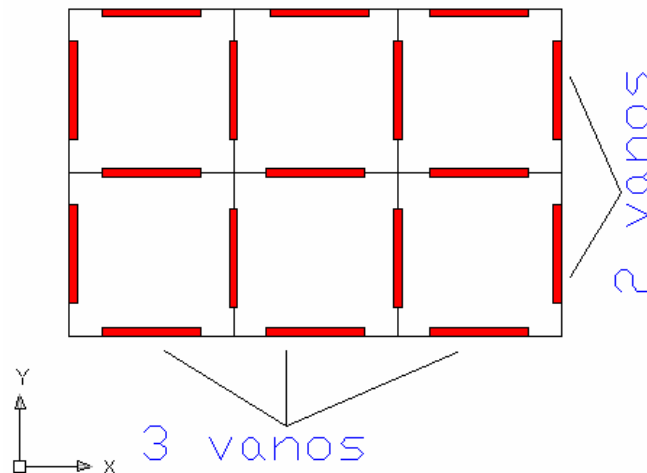


Figura 6.14 Distribución modular establecida para las edificaciones de mampostería no reforzada.

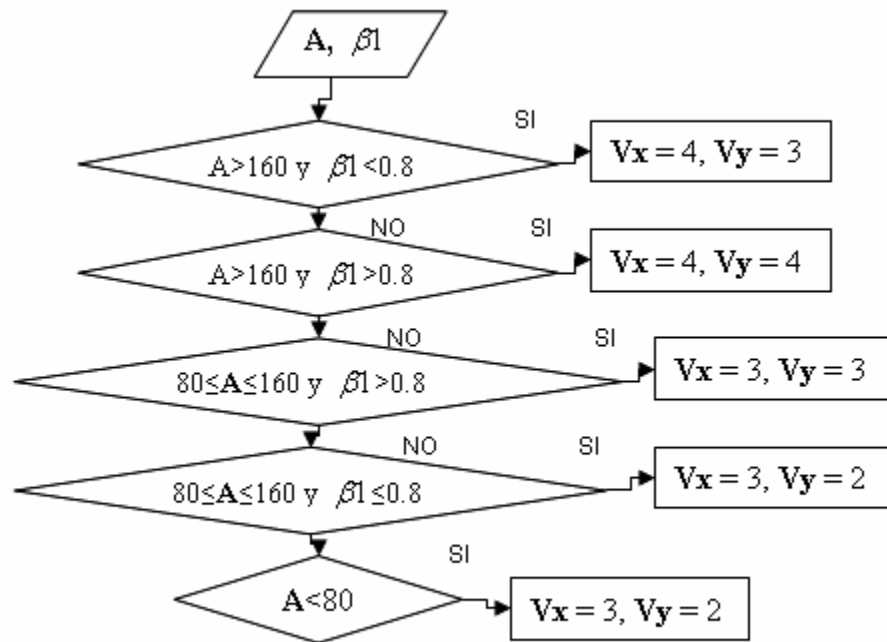


Figura 6.15 Criterio de distribución modular de las edificaciones de mampostería.

Luego de establecidos el numero de vanos en **X (Vx)** y en **Y (Vy)** cuantificamos el numero de muros resistentes en las direcciones ortogonales **X (Nx)** y **Y (Ny)**

$$N_x = V_x * (V_y + 1) \quad (6.27)$$

$$N_y = V_y * (V_x + 1) \quad (6.28)$$

Ahora se hallarán las respectivas longitudes unitarias de los muros en las direcciones **X** y **Y**, calculadas tanto en el primer piso como en los pisos superiores, tenga en cuenta que se esta modelando irregularidades en altura y por lo tanto las áreas de los muros resistentes de los pisos superiores puede ser menor o mayor.

- Longitudes unitarias de muros primer piso.

$$L_{ux} = \frac{A_x}{b * N_x} \quad (6.29)$$

$$L_{uy} = \frac{A_y}{b * N_y} \quad (6.30)$$

Donde **A** Áreas de muros resistentes en el primer piso en las respectivas direcciones **X** y **Y**, **b** Espesor de los muros, **N** Numero de muros en las direcciones **X** y **Y**.

- Longitudes unitarias de muros pisos superiores.

$$L_{usx} = \frac{A_{sx}}{b * N_x} \quad (6.31)$$

$$L_{usy} = \frac{A_{sy}}{b * N_x} \quad (6.32)$$

Donde **A** Áreas de muros resistentes en el primer piso en las respectivas direcciones **X** y **Y**, **b** Espesor de los muros, **N** Numero de muros en las direcciones **X** y **Y**.

3. Altura del piso.

La altura de los piso fue calculado en la evaluación del índice de vulnerabilidad, estableciendo **h1** como la altura del primer piso y **h2** altura de los pisos superiores.

4. Esfuerzo compresivo (fa)

En primera instancia para la determinación de los esfuerzos compresivos en cada muro se calculará la carga total en cada piso, que se considerará igual a la suma de los pesos de los entrepisos por arriba del piso considerado. Debido a que existe en la realidad una costumbre constructiva donde existen muros cargueros que por lo

general se encuentran en una sola dirección y en la otra dirección solo muros divisorios que no soportan carga, en el análisis de daño se asumirá que tanto en la dirección **x** como en la **y** los muros soportarán el peso total sobre el piso, independientemente, en otras palabras cuando se realice el análisis de daño en la dirección **x** los muros en esa dirección soportaran el peso total de los pisos superiores, a su vez al realizarlo en la dirección **y** los muros también soportarán el peso total sobre el piso. Esta distribución de carga propuesta indica que cada vez que se haga el análisis de daño en una dirección los muros de la otra dirección no cargan.

$Wp1x = W1 + W2 + W3 + W4$ Peso total sobre el piso 1 en **x**

$Wp1y = W1 + W2 + W3 + W4$ Peso total sobre el piso 1 en **y**

$Wp2x = W2 + W3 + W4$ Peso total sobre el piso 2 en **x**

$Wp2y = W2 + W3 + W4$ Peso total sobre el piso 2 en **y**

$Wp3x = W3 + W4$ Peso total sobre el piso 3 en **x**

$Wp3y = W3 + W4$ Peso total sobre el piso 3 en **y**

$Wp4x = W4$ Peso total sobre el piso 4 en **x**

$Wp4y = W4$ Peso total sobre el piso 4 en **y**

Otra consideración importante es hacer una distinción entre paredes interiores y exteriores, esto por la razón de que el esfuerzo compresivo sobre las paredes exteriores es la mitad en comparación con las interiores, siendo el esfuerzo compresivo una de las variables que interviene en la capacidad de carga lateral sobre el muro. Por lo anterior se considera lo siguiente.

Primer piso

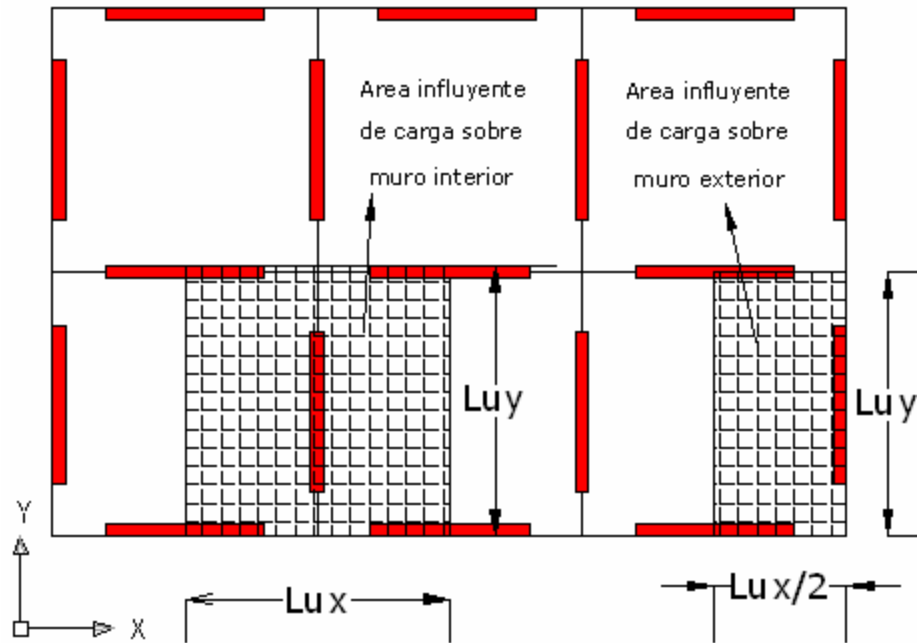


Figura 6. 16 Áreas influyentes de muros interiores y exteriores

Fuerzas compresivas sobre los muros (P): Se considera primero distribuyendo el peso total sobre toda el área, y luego multiplicándola por su respectiva área influyente.

- **Primer piso.**

- a) **Muros interiores**

$$P_{ix} = \frac{W_{p1} * (L_{ux} * L_{uy})}{(L_{ux} * V_x) * (L_{uy} * V_y)} \rightarrow \frac{W_{p1}}{(V_x) * (V_y)} \quad (6.33)$$

$$P_{iy} = \frac{W_{p1} * (L_{ux} * L_{uy})}{(L_{ux} * V_x) * (L_{uy} * V_y)} \rightarrow \frac{W_{p1}}{(V_x) * (V_y)} \quad (6.34)$$

- b) **Muros exteriores**

$$P_{ex} = \frac{W_{p1} * ((L_{ux} / 2) * L_{uy})}{(L_{ux} * V_x) * (L_{uy} * V_y)} \rightarrow \frac{W_{p1}}{(V_x) * (V_y) * 2} \quad (6.35)$$

$$P_{ey} = \frac{Wp1 * (Lux * (Luy / 2))}{(Lux * Vx) * (Luy * Vy)} \rightarrow \frac{Wp1}{(Vx) * (Vy) * 2} \quad (6.36)$$

- **Piso superiores**

- a) **Muros interiores**

$$P_{ixs} = \frac{Wp_{2,3,4} * (Lusx * Lusy)}{(Lusx * Vx) * (Lusy * Vy)} \rightarrow \frac{Wp_{2,3,4}}{(Vx) * (Vy)} \quad (6.37)$$

$$P_{iys} = \frac{Wp_{2,3,4} * (Lusx * Lusy)}{(Lusx * Vx) * (Lusy * Vy)} \rightarrow \frac{Wp_{2,3,4}}{(Vx) * (Vy)} \quad (6.38)$$

- b) **Muros exteriores**

$$P_{exs} = \frac{Wp_{2,3,4} * ((Lusx / 2) * Lusy)}{(Lusx * Vx) * (Lusy * Vy)} \rightarrow \frac{Wp_{2,3,4}}{(Vx) * (Vy) * 2} \quad (6.39)$$

$$P_{eys} = \frac{Wp_{2,3,4} * (Lusx * (Lusy / 2))}{(Lusx * Vx) * (Lusy * Vy)} \rightarrow \frac{Wp_{2,3,4}}{(Vx) * (Vy) * 2} \quad (6.40)$$

Finalmente por medio de la siguiente ecuación se calculan los esfuerzos compresivos en los muros interiores y exteriores es las direcciones principales **x** y **y** en el piso respectivo:

$$fa = \frac{P}{b * Lu} \quad (6.41)$$

Donde **P** es la fuerza sobre el muro interior o exterior del piso en consideración **i** en las direcciones ortogonal respectiva, **b** es el espesor del muro y **Lu** longitud unitaria del primer piso o pisos superiores.

5. Esfuerzo cortante por carga lateral (τ)

Se establece muy sencillamente para cada muro por medio de la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{F_{1,2,3,4}}{A_{x,y,xs,ys}} \quad (6.42)$$

Donde $F_{1,2,3,4}$ es la fuerza horizontal equivalente en el nivel de consideración 1, 2,3 o 4 y $A_{x,y,xs,ys}$ es el área de muros resistentes en las direcciones **x** y **y** del primer piso (**Ax, Ay**) o de los pisos superiores (**Axs, Ays**).

6. Resistencia a la compresión (Fa).

Este aparte ya fue considerado en la evaluación del índice de vulnerabilidad y por consiguiente calculado, sin embargo la resistencia a la compresión de los muros sufrirá una reducción por seguridad y por efectos de esbeltez de los muros.

$$Fa = 0.85 * Fm * Re \quad (6.43)$$

$$Re = 1 - \left[\frac{h_{1,2}}{40 * b} \right] \quad (6.44)$$

Donde **Fm** es la resistencia a la compresión calculada en el aparte de evaluación del índice de vulnerabilidad, **h_{1,2}** son la altura del piso en consideración, ya sea altura del primer piso **h1** o altura de los pisos superiores **h2** y **b** es el espesor del muro.

7. Resistencia al cortante Fv

Es aceptable entender que la resistencia al cortante de los muros es mayor si posee columnas de confinamiento, es por esto que la resistencia al cortante calculado para la evaluación del índice de vulnerabilidad, será modificada teniendo en cuenta el parámetro 1 del índice de vulnerabilidad que se refiere al confinamiento de los muros en las diferentes plantas. Para la evaluación del daño se establecerá que si el

parametro1 del índice de vulnerabilidad clasifica como “A” (Edificación en mampostería con columnas y vigas de confinamiento en todas las plantas) se incrementará la resistencia al cortante 40Ton/m^2 en los muros de todos los pisos, si clasifica como “B” (Edificación en mampostería que posee vigas y columnas de confinamiento pero no en todas las plantas) se incrementará también la resistencia al cortante de los muros en 40Ton/m^2 a excepción del último piso. Este proceso se ilustra en el siguiente diagrama de flujo.

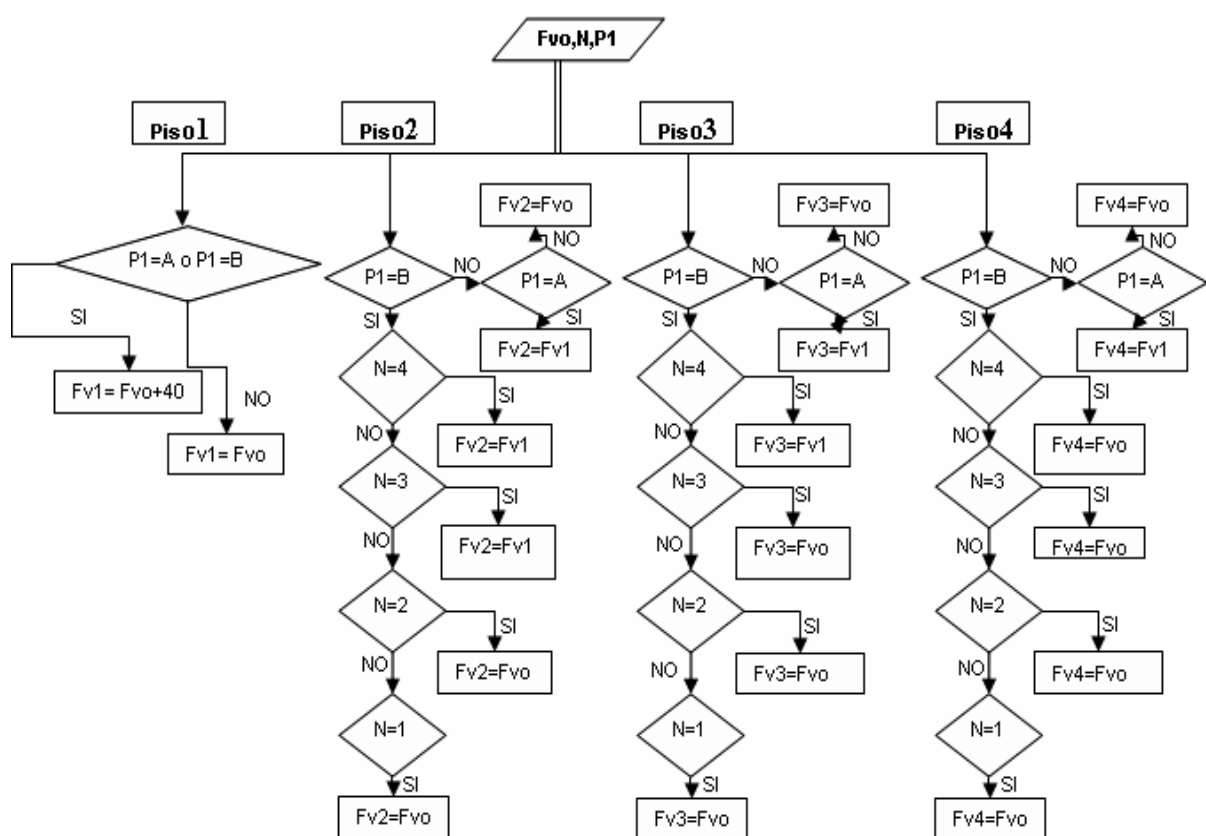


Figura 6.17 Diagrama de flujo, calculo de la resistencia al cortante en los pisos. N (numero de pisos), P1 (clasificación del parámetro 1 en el índice de vulnerabilidad), Fv1, Fv2, Fv3, Fv4 (resistencia al cortante de los muros en el piso respectivo)

6.5.2 Cálculo del Índice de Daño Global

Como se definió en el aparte de modelos de las edificaciones, se plantearán dos tipos de modelos el eje cortante con fuerzas horizontales equivalentes en cada piso y modelo de panel aplicando la fuerza de cortante basal total considerando la altura total de la edificación. El modelo de panel además de considerar la altura total del piso, los demás parámetros serán los definidos para el primer piso.

El daño estructural global de manera general para los dos modelos se define indirectamente como una suma ponderada de los daños a nivel de piso. Como sabemos el modelo de Abrams está planteado para paredes individualizadas, de manera que el daño en un piso se calcula como la suma de las capacidades a carga lateral de las paredes individualizadas en la dirección considerada.

Siguiendo este procedimiento el programa PDAÑO calcula la capacidad a carga lateral y Demanda por carga lateral de un muro interior y exterior según el modelo de Abrams en las dos direcciones ortogonales y establece la capacidad y demanda total del piso por medio de las siguientes ecuaciones.

Demanda por carga lateral total en el piso en las direcciones ortogonales en muros interiores

$$\sum \tau_x = \tau_{ix} * (Nx - 2 * Vx) \quad (6.45)$$

$$\sum \tau_y = \tau_{iy} * (Ny - 2 * Vy) \quad (6.46)$$

Capacidad por carga lateral total en el piso en las direcciones ortogonales en muros interiores

$$\sum fv_x = fv_{ix} * (Nx - 2 * Vx) \quad (6.47)$$

$$\sum fv_y = fv_{iy} * (Ny - 2 * Vy) \quad (6.48)$$

Demanda por carga lateral total en el piso en las direcciones ortogonales en muros exteriores

$$\sum \tau_x = \tau_{ix} * (2 * V_x) \quad (6.49)$$

$$\sum \tau_y = \tau_{iy} * (2 * V_y) \quad (6.50)$$

Capacidad por carga lateral total en el piso en las direcciones ortogonales en muros exteriores

$$\sum f_{v_x} = f_{v_{ix}} * (2 * V_x) \quad (6.51)$$

$$\sum f_{v_y} = f_{v_{iy}} * (2 * V_y) \quad (6.52)$$

Donde τ_{ix} , τ_{iy} son las demandas por carga lateral o esfuerzo cortante por sismo en nivel *i* o piso en consideración en la dirección correspondiente. $f_{v_{ix}}$, $f_{v_{iy}}$ son las capacidades por carga lateral definidas por el modelo de Abrams, en el nivel *i* en las direcciones **x** y **y** correspondiente.

Se efectúa a continuación la suma de las demandas y capacidades de los interiores y exteriores del piso en consideración.

$$\sum \tau_{t(x,y)} = \sum \tau_{e(x,y)} + \sum \tau_{i(x,y)} \quad (6.53)$$

$$\sum f_{v_{t(x,y)}} = \sum f_{v_{e(x,y)}} + \sum f_{v_{i(x,y)}} \quad (6.54)$$

Calculadas las demandas totales de los pisos se procede a determinar el daño en las direcciones ortogonales del piso.

$$D_{ix} = \frac{\sum \tau_{ix} - 0.4 * \sum f_{v_{ix}}}{0.6 * \sum f_{v_{ix}}} \quad (6.55)$$

$$D_{iy} = \frac{\sum \tau_{iy} - 0.4 * \sum f_{v_{iy}}}{0.6 * \sum f_{v_{iy}}} \quad (6.56)$$

El daño definitivo del piso se establece como el máximo entre los daños de las direcciones ortogonales:

$$D_i = \text{Max}(D_{ix}, D_{iy}) \quad (6.57)$$

Cabe decir que si el daño en cualquiera de las direcciones ortogonales es mayor de 1 se define como 1 y por otro lado si es menor que 0 se establece 0. Calculados los daño en cada piso se pondera los índices de daño por piso para calcular el índice de daño global (esta ecuación se explica en el capítulo 5).

$$D_{global} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{n+1-i}{n} \right) * Di \quad (6.58)$$

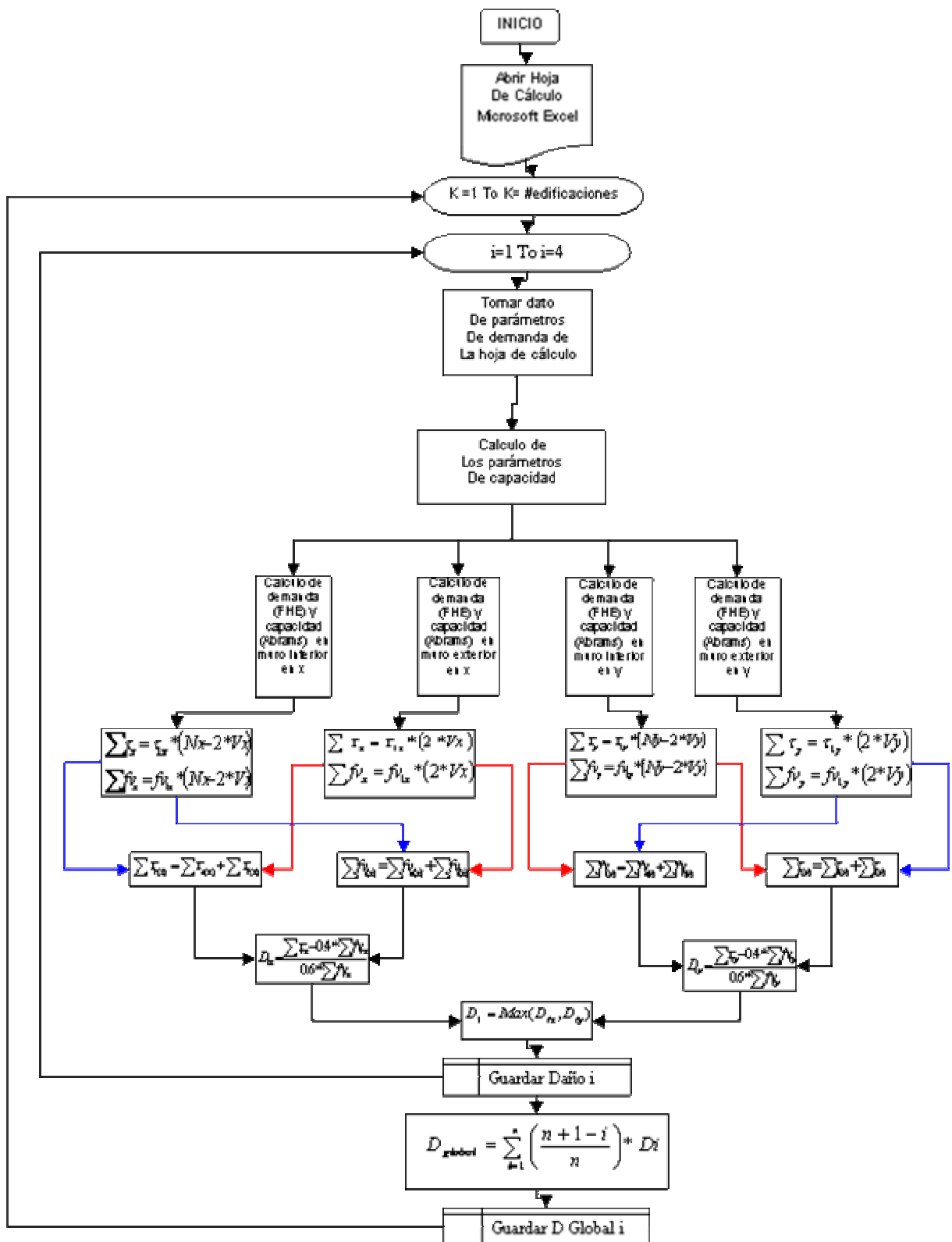


Figura 6.18 Diagrama de flujo general del programa PDAÑO.

6.6 ESTABLECIMIENTO DE LAS FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

El establecimiento de las funciones de vulnerabilidad para las edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura para los nueve niveles de acción sísmica considerados es el objetivo primordial de esta tesis. Para generar estas funciones se optó por la vía de la simulación del comportamiento sísmico de las edificaciones, proceso que consistió en las siguientes fases.

- Generación aleatoria de los parámetros que intervienen en la determinación del índice de vulnerabilidad los cuales provienen de una distribución uniforme de probabilidades.
- Cuantificación del índice de vulnerabilidad a través de una combinación lineal ponderada mediante los pesos del índice de vulnerabilidad.
- Determinación del cortante de piso que actúa en cada nivel (FHE), que se utiliza como sollicitación lateral del piso en el caso de edificios con flexibilidad despreciable del diafragma. Para los restantes casos se calcula únicamente el cortante basal en el piso.
- Cálculo del modelo de comportamiento sísmico en mampostería de Abrams y determinación de los índices globales de daño para cada nivel de sollicitación sísmica.

En la primera fase y segunda fase del proceso de simulación se generaron de manera aleatoria el valor de cada parámetro del índice de vulnerabilidad y posteriormente se cuantifico, un histograma de frecuencias relativo que posee todos los datos de índice de vulnerabilidad generados se muestra en la Figura 6.18 y la Figura 6.19, donde se muestra los diagrama de frecuencias relativas y relativa acumulada de los datos de índice de vulnerabilidad, respectivamente.

Como puede observarse los datos se aproximan a una distribución normal, cumpliendo el *teorema central del limite* que enuncia que si se tienen n variables aleatorias independientes, en este caso los parámetros del índice de vulnerabilidad, de modo que sus distribución de probabilidad coincida, la suma de estas variables tiende a una distribución normal (aunque existen dos parámetros 2 y 11 que no son independientes porque se definió de esa manera). Esta distribución es fundamentalmente necesaria por que garantiza que cada parámetro no influya más que los otros y además la mayoría de las edificaciones hipotéticas generadas serán de índices de vulnerabilidad promedios y no extremos.

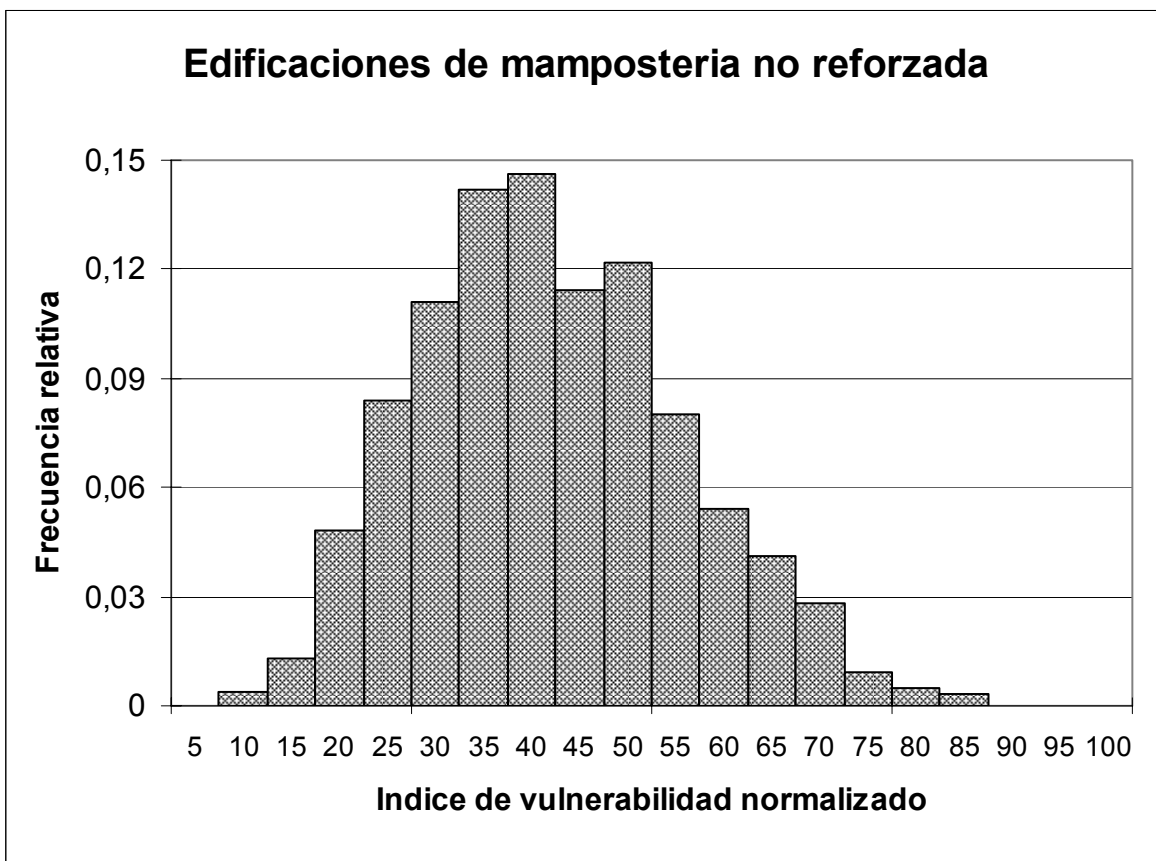


Figura 6. 19 Histograma de frecuencias de los índices de vulnerabilidad obtenidos en la simulación

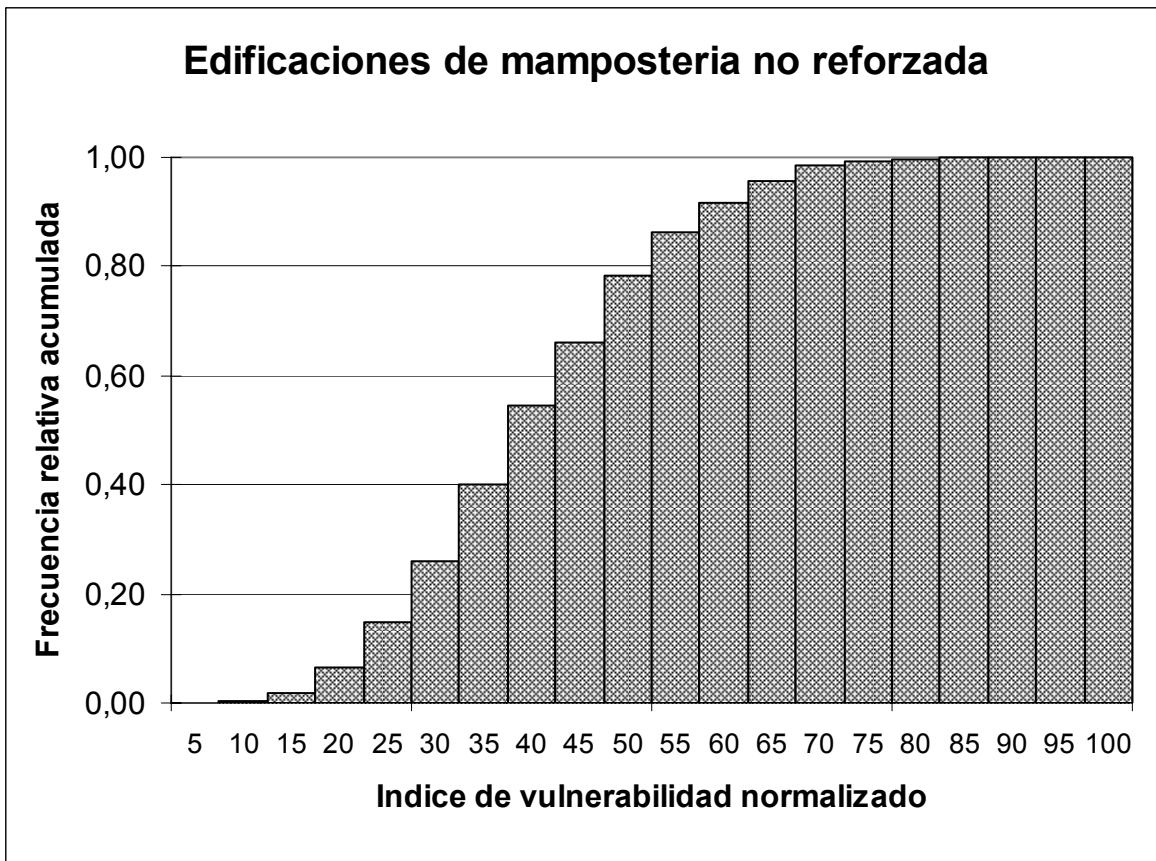


Figura 6. 20 Frecuencias acumuladas de los índices de vulnerabilidad obtenidos en la simulación

Después de utilizar el programa de PDAÑO se obtuvieron como resultado, los puntos definidos por el índice de vulnerabilidad en abscisas y el índice de daño en ordenadas. En vista de la gran cantidad de puntuaciones específicamente 2000 índice de vulnerabilidad - daño global y a su gran dispersión, se optó por establecer rangos de vulnerabilidad de 0.25 y calcular un índice de daño representativo de los daños de las edificaciones ubicadas y caracterizadas dentro de ese pequeño rango. Así pues, se discretizaron convenientemente las funciones de vulnerabilidad: cada valor de índice de vulnerabilidad (abscisa) corresponde al valor promedio de su rango correspondiente de índices de vulnerabilidades, en tanto que su ordenada de daño asociada corresponde al promedio de los daños de las edificaciones dentro del rango considerado.

A continuación se presentan las funciones de vulnerabilidad para las edificaciones de mampostería no reforzada, generadas por el proceso de simulación.

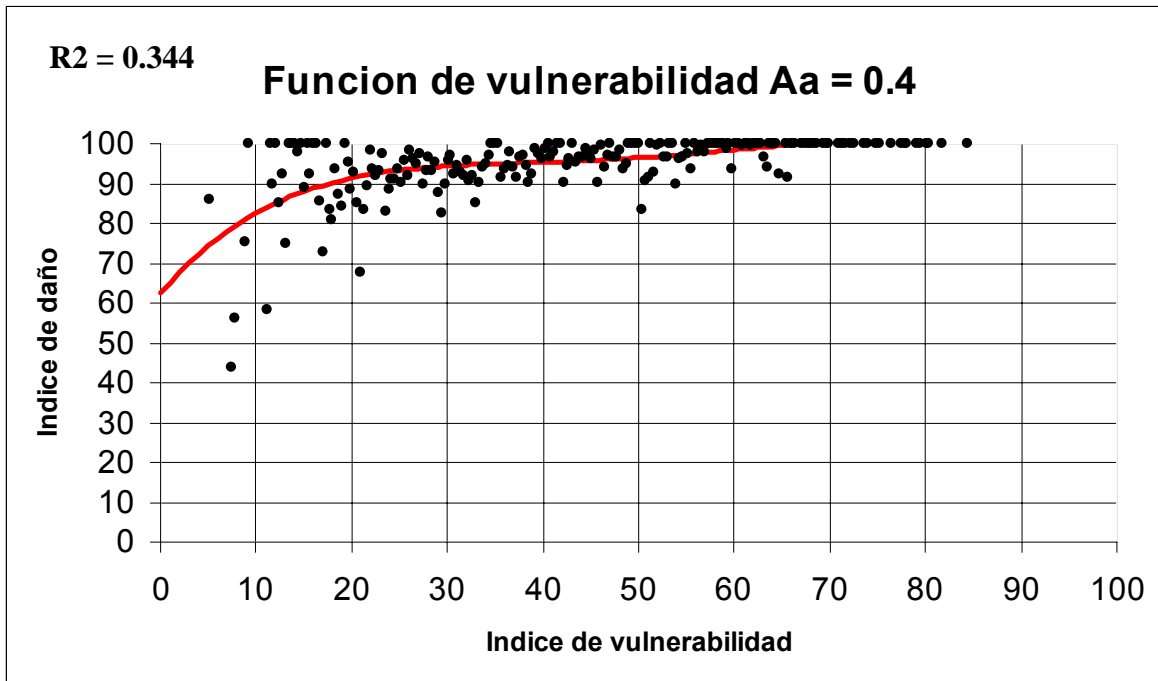


Figura 6. 21 Función de vulnerabilidad calculada para Aa = 0.4

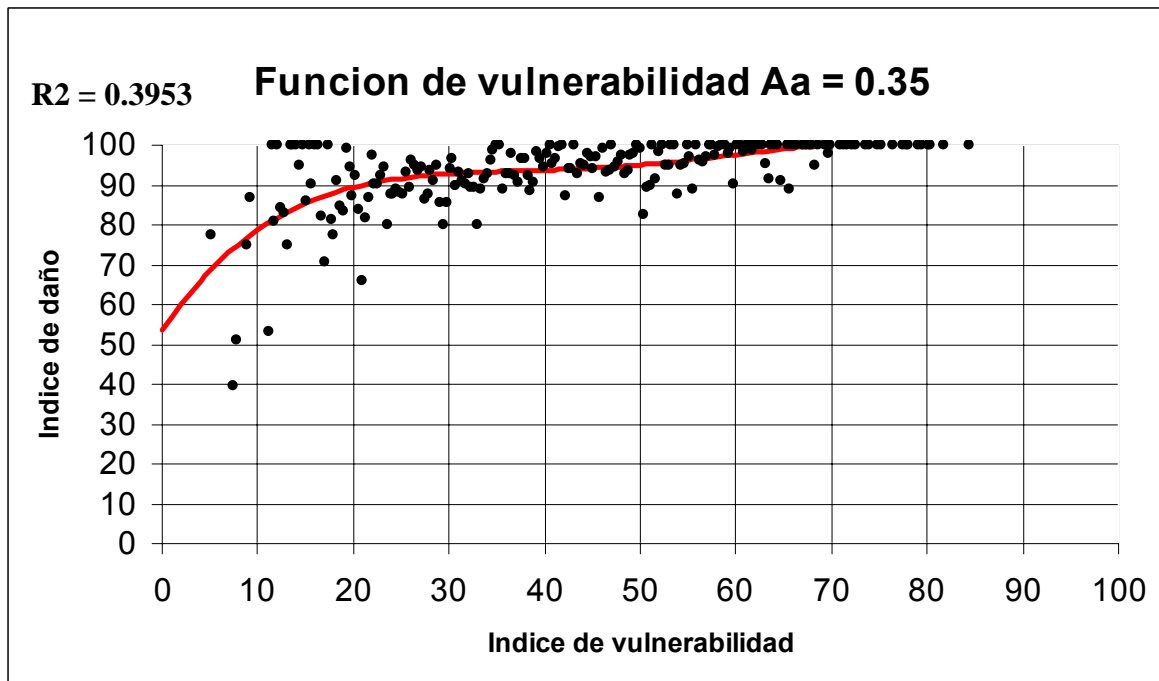


Figura 6. 22 Función de vulnerabilidad calculada para Aa = 0.35

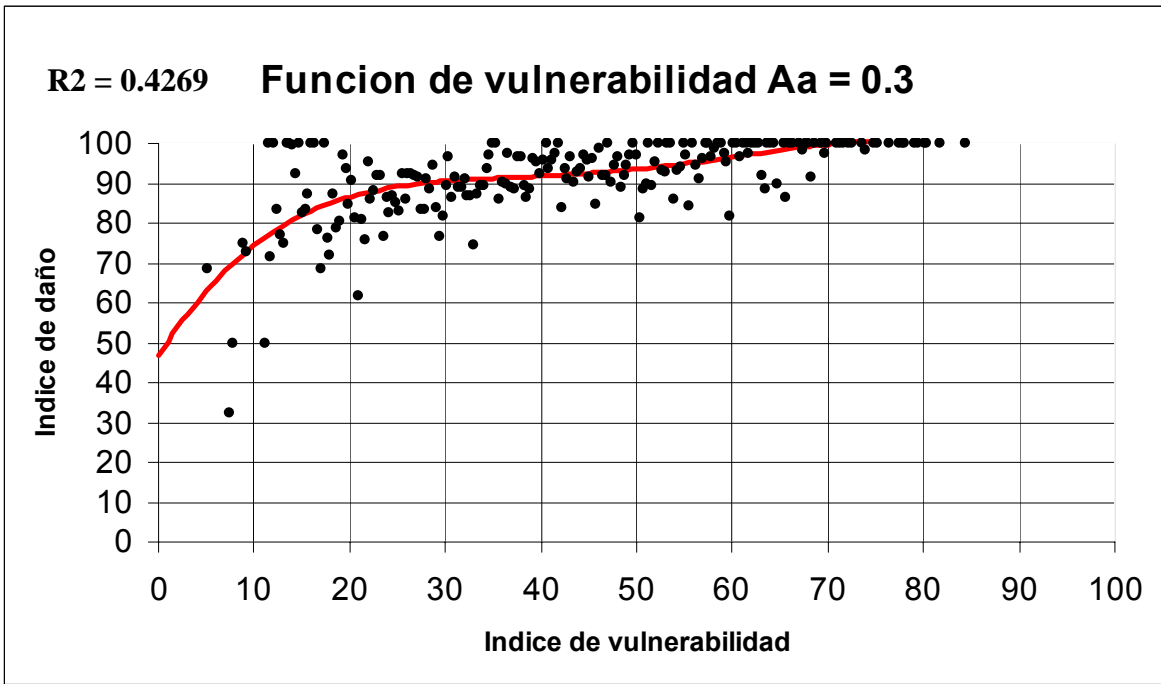


Figura 6. 23 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.3**

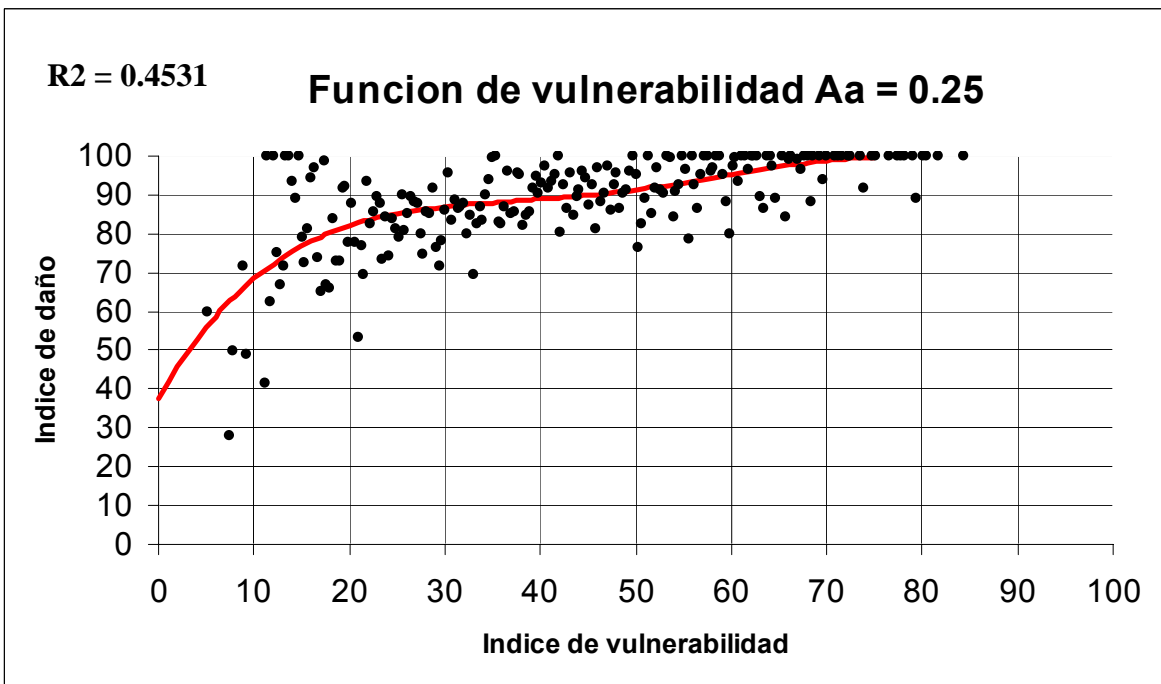


Figura 6. 24 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.25**

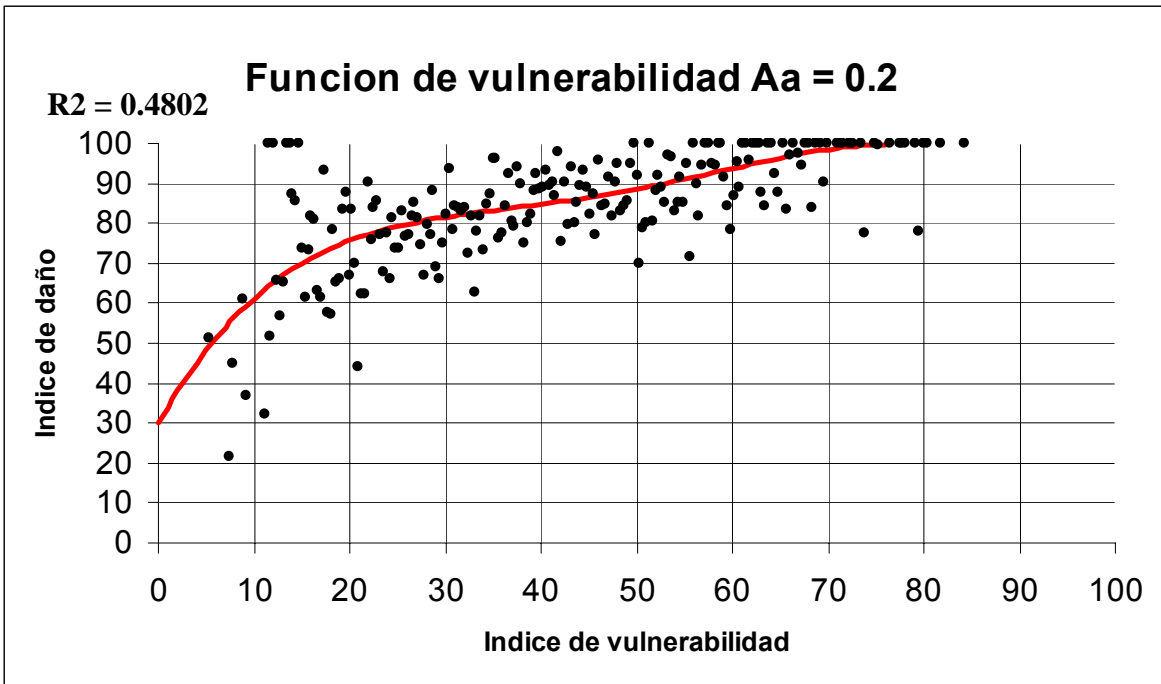


Figura 6. 25 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.2**

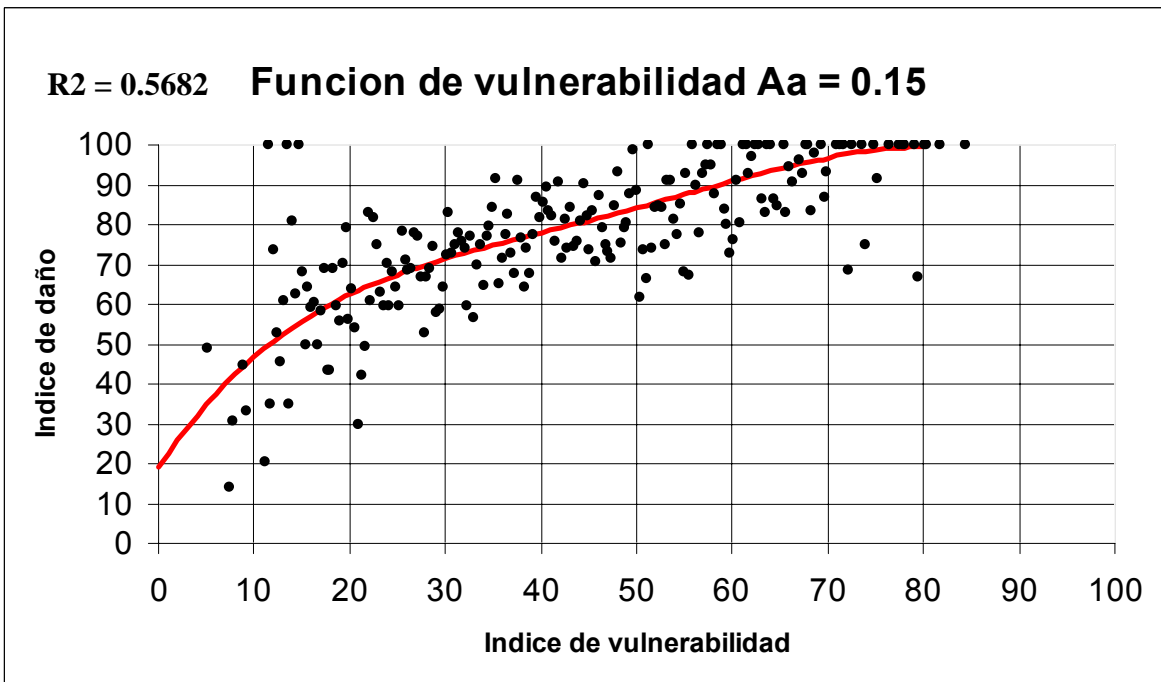


Figura 6. 26 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.15**

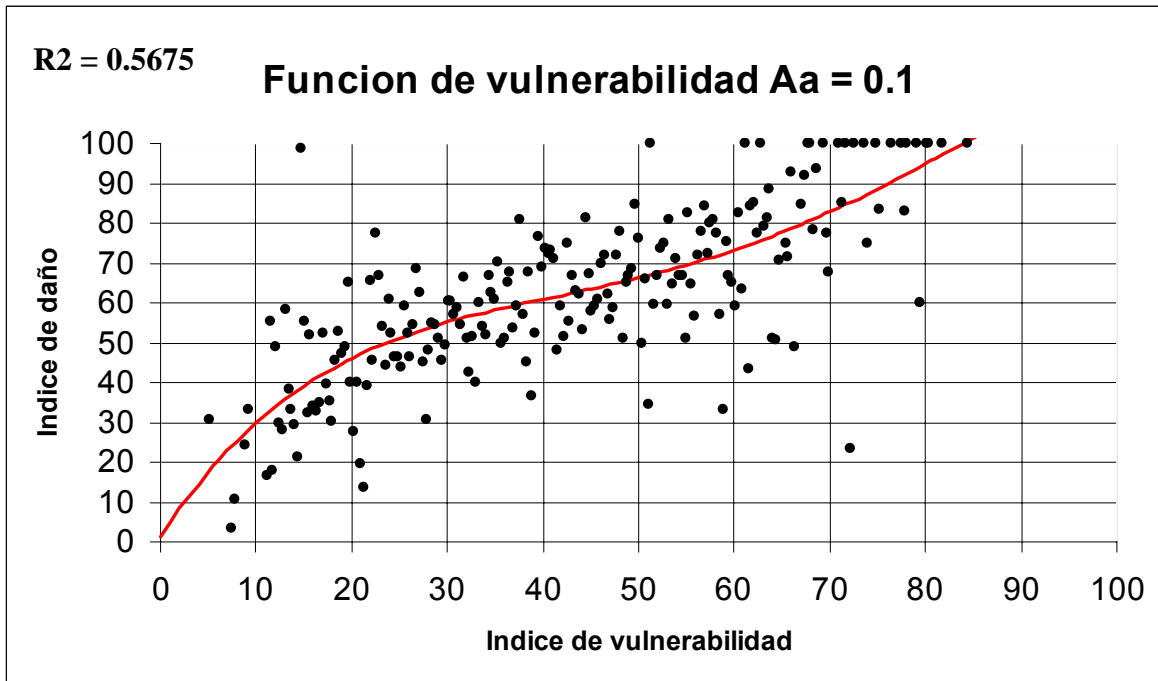


Figura 6. 27 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.1**

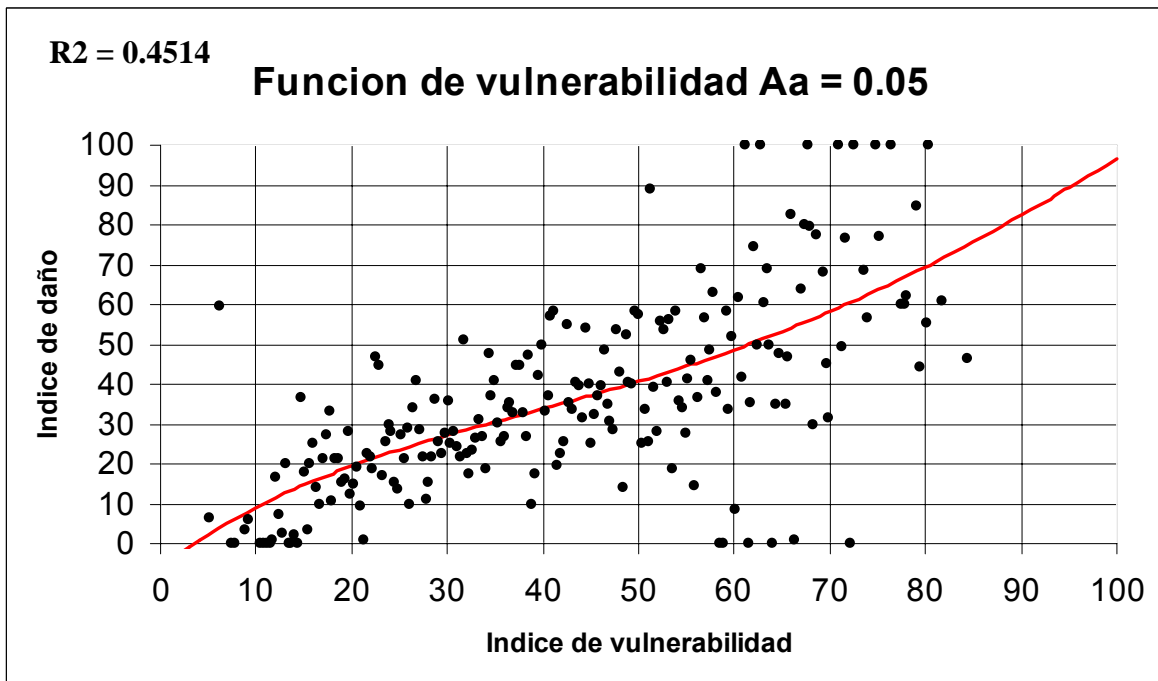


Figura 6. 28 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.05**

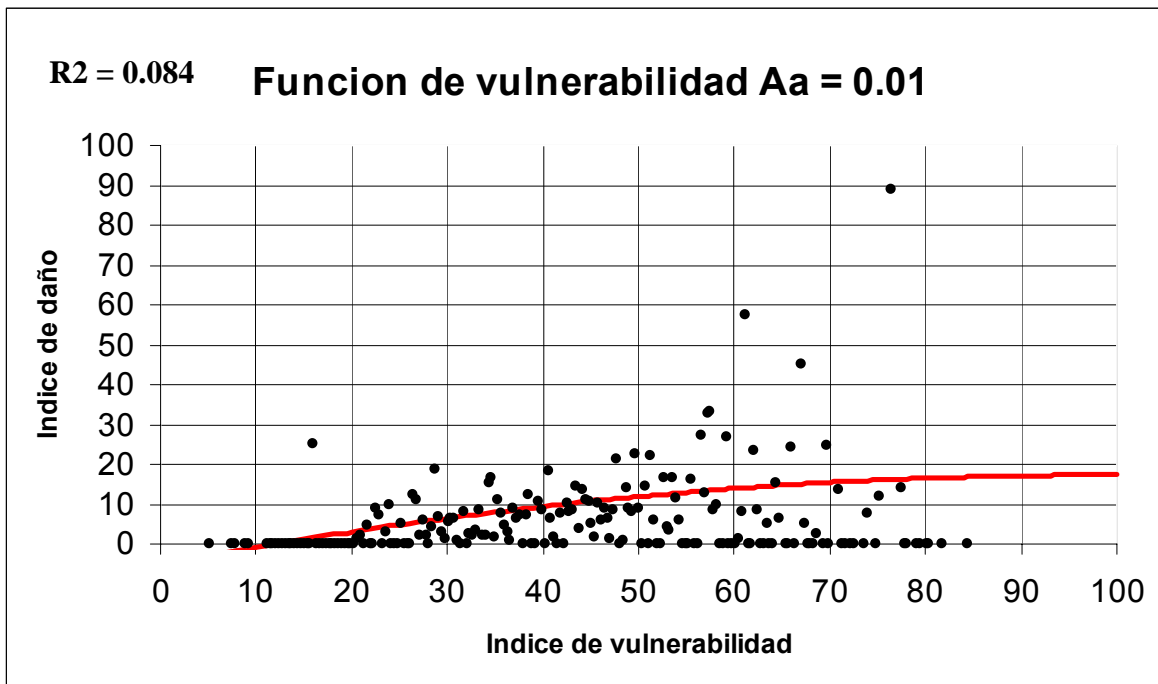


Figura 6. 29 Función de vulnerabilidad calculada para **Aa = 0.01**

Se presenta ahora en la Figura el resumen de las funciones mostradas anteriormente.

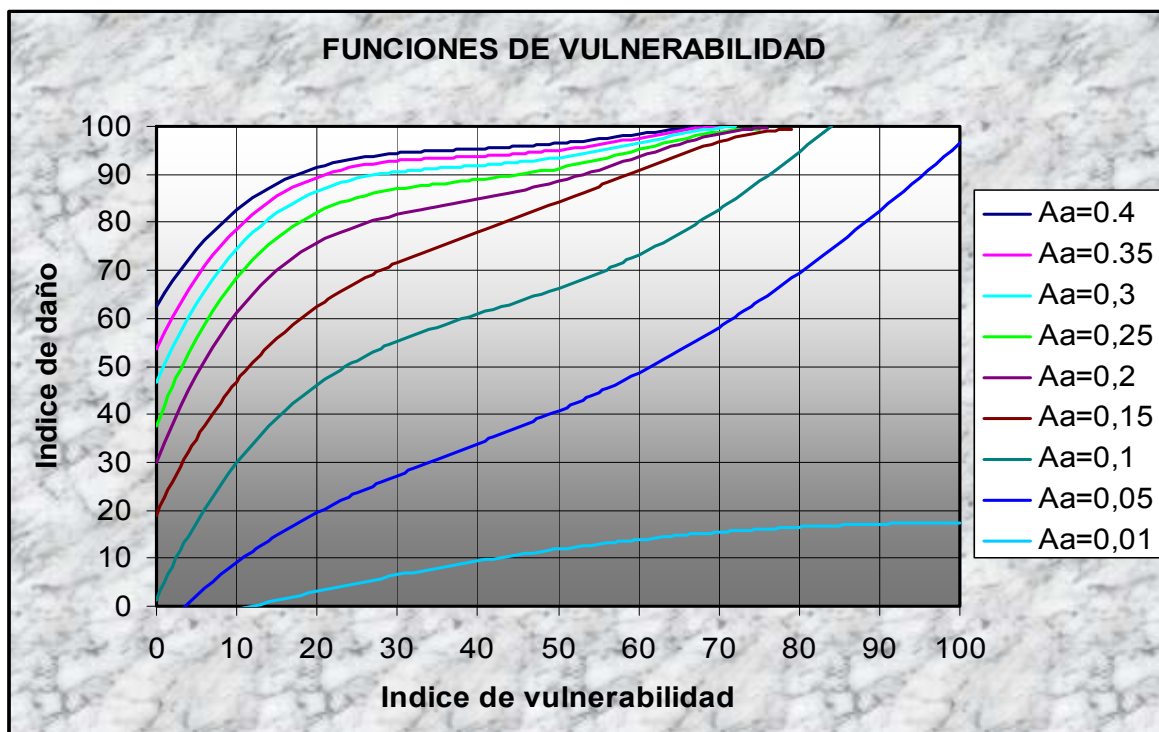


Figura 6. 30 Funciones de vulnerabilidad calculadas

Las siguientes son las ecuaciones que mas se ajustaron a los puntos promedios de daño (**D**) vs. índice de vulnerabilidad (**V**). Estas ecuaciones fueron ajustadas a una regresión polinomial de la siguiente forma:

$$D(\%) = a_1 * V^4 + a_2 * V^3 + a_3 * V^2 + a_4 * V + b$$

Tabla 6.13 Coeficientes de las funciones ajustadas

	a₁	a₂	a₃	a₄	b
Aa= 0.4	-0.0000066246	0.0013003196	-0.090767275	2.7954770644	62.44
Aa=0.35	-0.0000084881	0.001665462	-0.115522095	3.5016663488	53.63
Aa=0.3	-0.0000093058	0.0018303018	-0.1271333624	3.8817343188	46.60
Aa=0.25	-0.000010342	0.0020142529	- 0.1389144979	4.2763311432	37.639
Aa=0.2	-0.000010489	0.0020190613	- 0.1376	4.3168280003	29.873
Aa=0.15	-0.0000069561	0.0013565144	- 0.0966	3.6119172191	19.042
Aa=0.1	-0.0000041926	0.0010775211	0.0903365499	3.6447848346	1.3764
Aa=0.05	-0.000001484	0.0004148983	-0.034459167	1.804291858	-5.9300
Aa=0.01	0	0	-0.00229	0.4523431899	-5.0393

6.7 MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

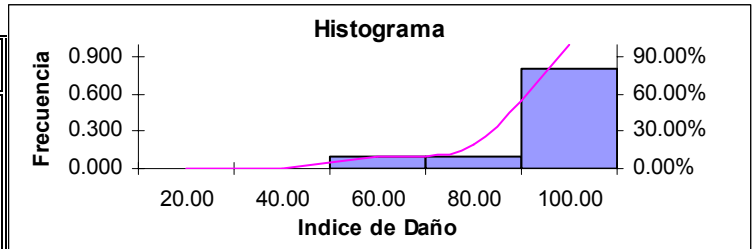
Para la generación de las matrices de probabilidad de daño para las edificaciones simuladas se planteo formar histogramas de frecuencia relativas de daño promedios para cada aceleración pico efectiva, realizando discretización del daño en bandas de 20%, para rangos de vulnerabilidad también discretizados cada 20%. Siendo la frecuencia relativa en cada banda de daño el porcentaje con el respecto al total de los daños en el rango de vulnerabilidad, que es también interpretado como una posible probabilidad de ocurrencia del daño.

A continuación se presenta los histogramas de frecuencia de daño para cada aceleración pico efectivo.

ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.4$

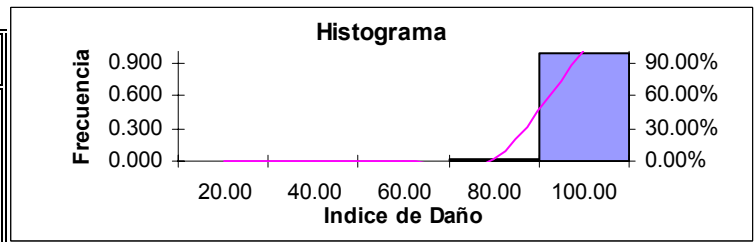
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
20.00	0	0.00%	0.000
40.00	0	0.00%	0.000
60.00	3	9.38%	0.094
80.00	3	18.75%	0.094
100.00	26	100.00%	0.813



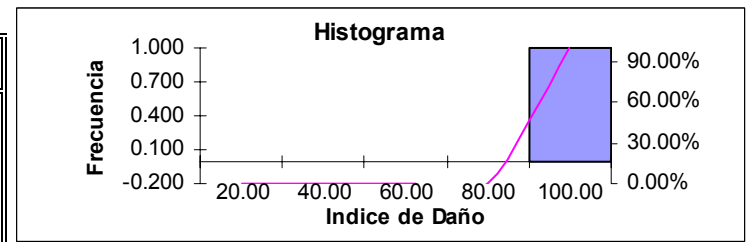
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
20.00	0	0.00%	0.000
40.00	0	0.00%	0.000
60.00	0	0.00%	0.000
80.00	1	1.64%	0.016
100.00	60	100.00%	0.984



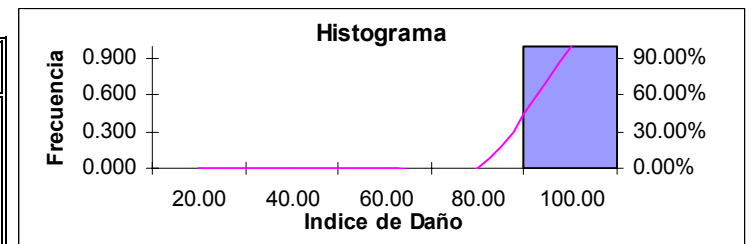
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
20.00	0	0.00%	0.000
40.00	0	0.00%	0.000
60.00	0	0.00%	0.000
80.00	0	0.00%	0.000
100.00	61	100.00%	1.000



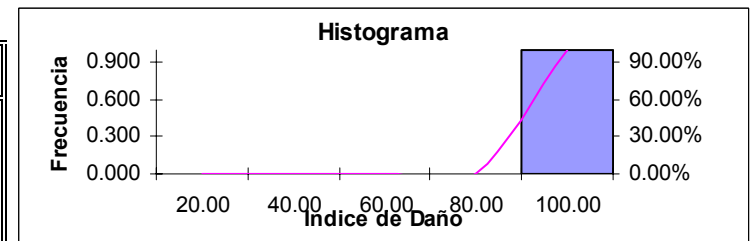
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
20.00	0	0.00%	0.000
40.00	0	0.00%	0.000
60.00	0	0.00%	0.000
80.00	0	0.00%	0.000
100.00	43	100.00%	1.000



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

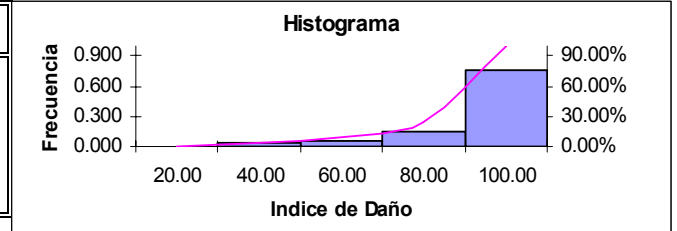
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
20.00	0	0.00%	0.000
40.00	0	0.00%	0.000
60.00	0	0.00%	0.000
80.00	0	0.00%	0.000
100.00	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.35$

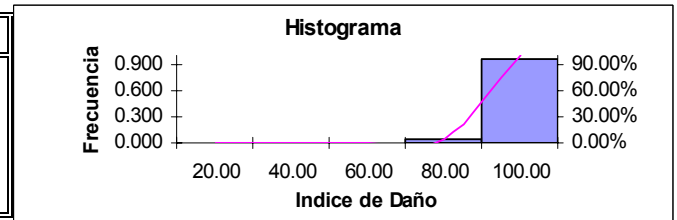
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	1	3.03%	0.030
40-60	2	9.09%	0.061
60-80	5	24.24%	0.152
80-100	25	100.00%	0.758



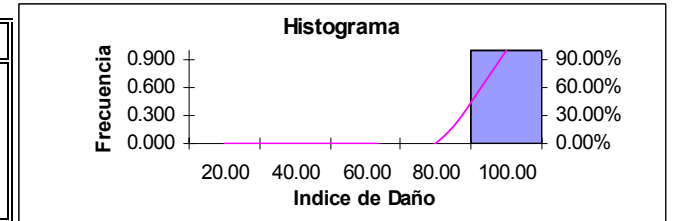
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	3	4.92%	0.049
80-100	58	100.00%	0.951



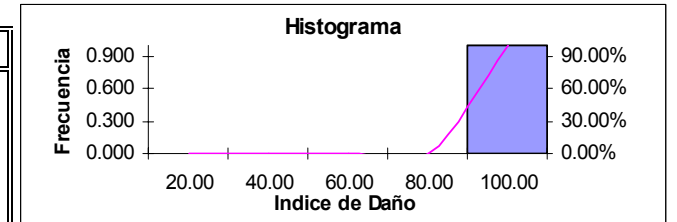
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	61	100.00%	1.000



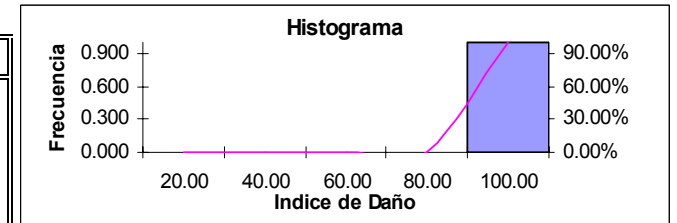
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	43	100.00%	1.000



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

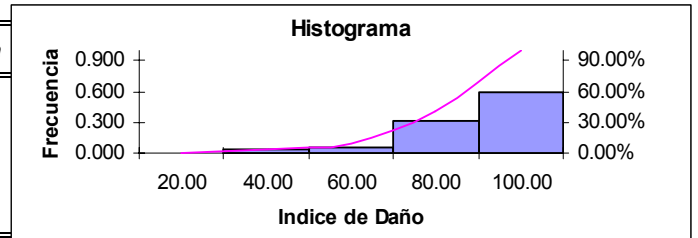
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.3$

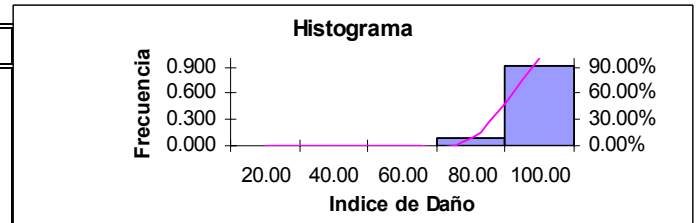
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	FREC. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	1	3.13%	0.031
40-60	2	9.38%	0.063
60-80	10	40.63%	0.313
80-100	19	100.00%	0.594



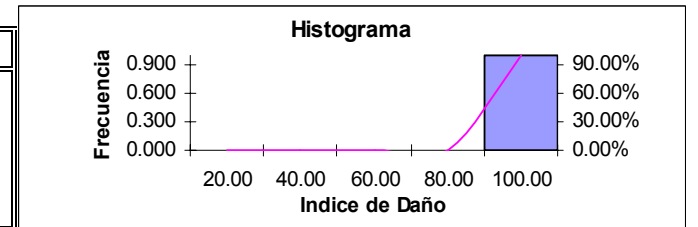
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	5	8.20%	0.082
80-100	56	100.00%	0.918



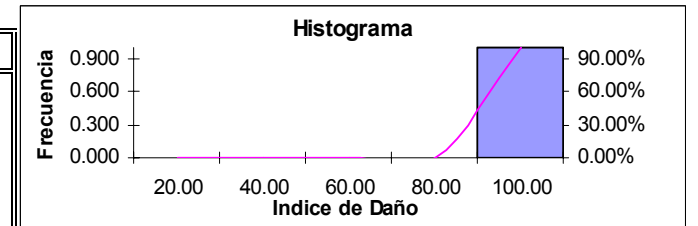
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

0	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	61	100.00%	1.000



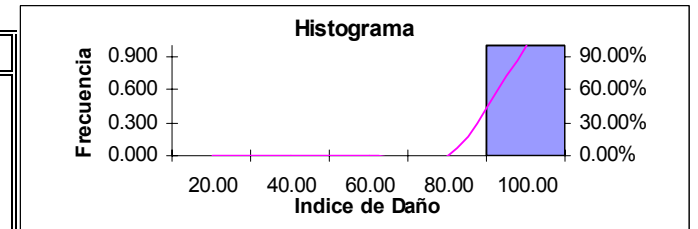
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	43	100.00%	1.000



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

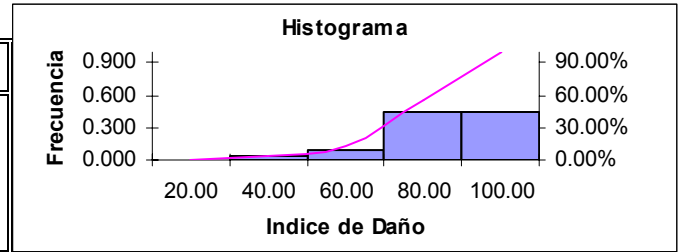
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.25$

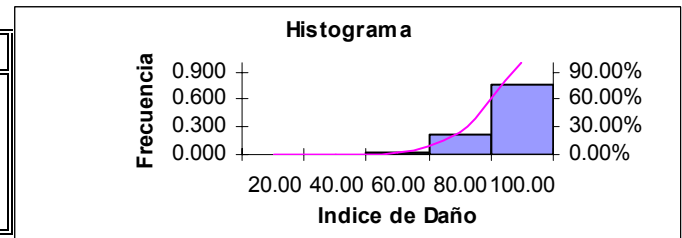
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	1	3.13%	0.031
40-60	3	12.50%	0.094
60-80	14	56.25%	0.438
80-100	14	100.00%	0.438



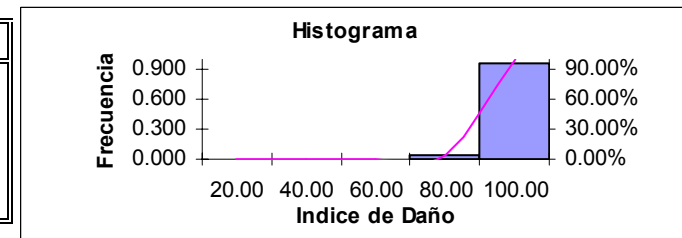
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	1	1.64%	0.016
60-80	13	22.95%	0.213
80-100	47	100.00%	0.770



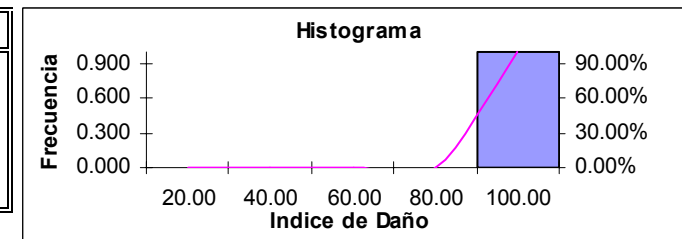
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	3	4.92%	0.049
80-100	58	100.00%	0.951



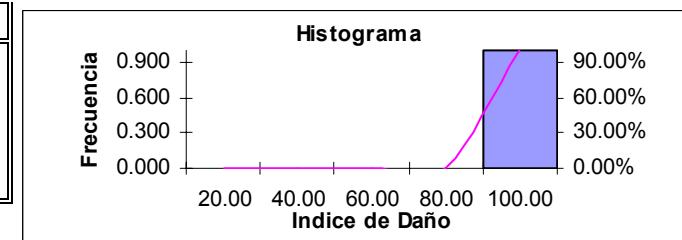
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	43	100.00%	1.000



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

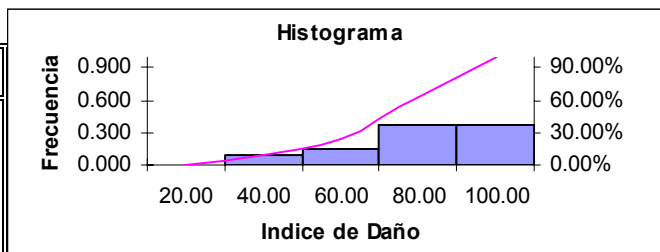
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.2$

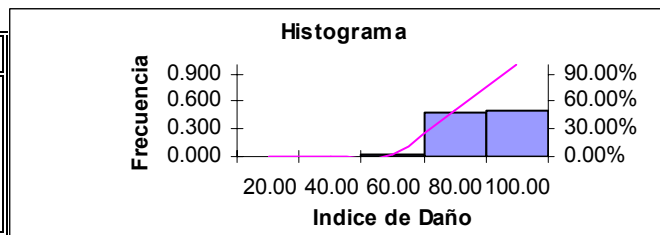
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	3	9.38%	0.094
40-60	5	25.00%	0.156
60-80	12	62.50%	0.375
80-100	12	100.00%	0.375



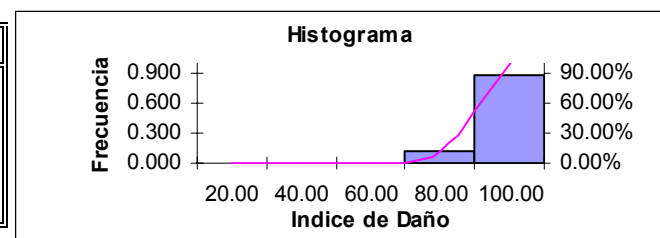
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	1	1.64%	0.016
60-80	29	49.18%	0.475
80-100	31	100.00%	0.508



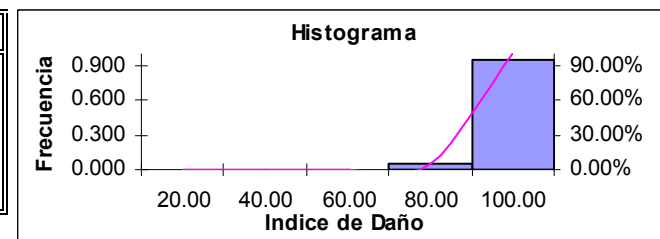
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	7	11.48%	0.115
80-100	54	100.00%	0.885



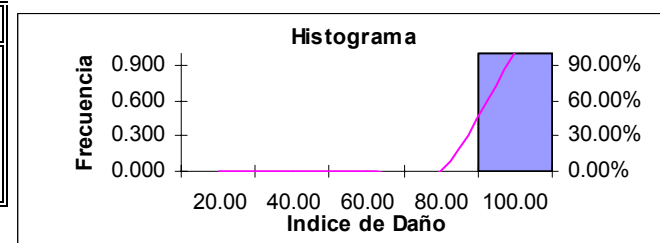
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	2	4.65%	0.047
80-100	41	100.00%	0.953



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

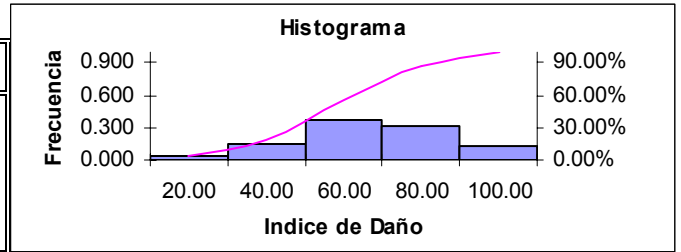
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.15$

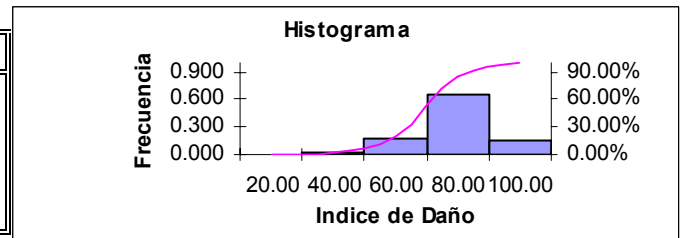
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	1	3.13%	0.031
20-40	5	18.75%	0.156
40-60	12	56.25%	0.375
60-80	10	87.50%	0.313
80-100	4	100.00%	0.125



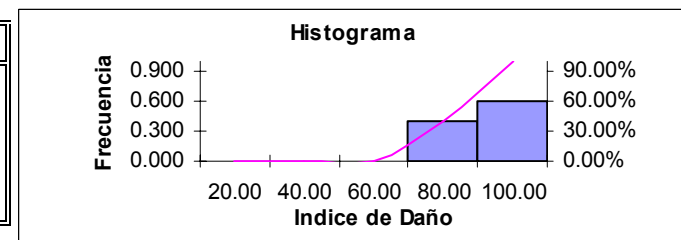
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	1	1.64%	0.016
40-60	11	19.67%	0.180
60-80	40	85.25%	0.656
80-100	9	100.00%	0.148



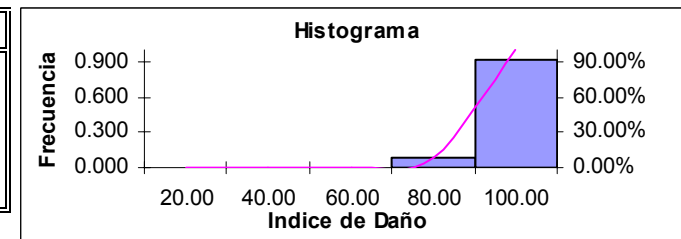
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	24	39.34%	0.393
80-100	37	100.00%	0.607



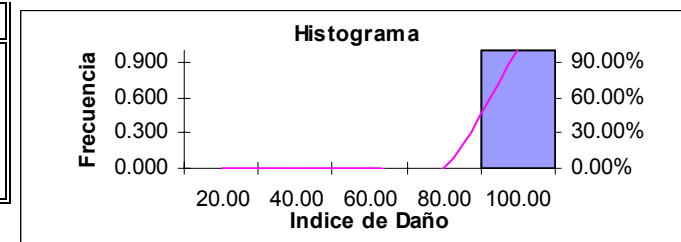
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	4	9.30%	0.093
80-100	39	100.00%	0.907



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

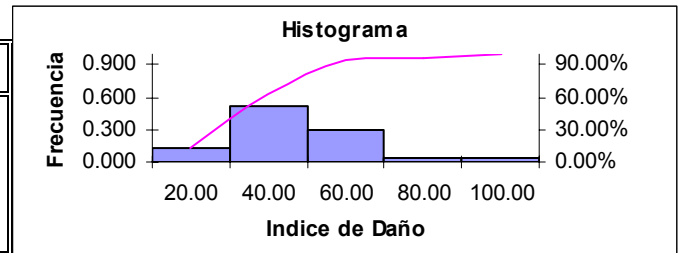
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.1$

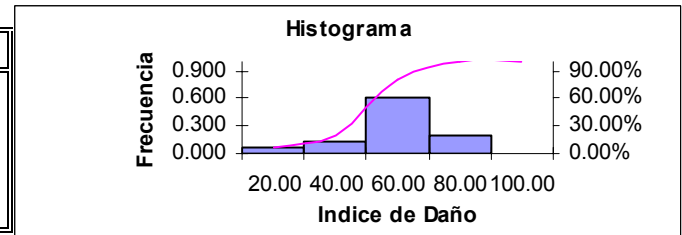
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	4	12.12%	0.121
20-40	17	63.64%	0.515
40-60	10	93.94%	0.303
60-80	1	96.97%	0.030
80-100	1	100.00%	0.030



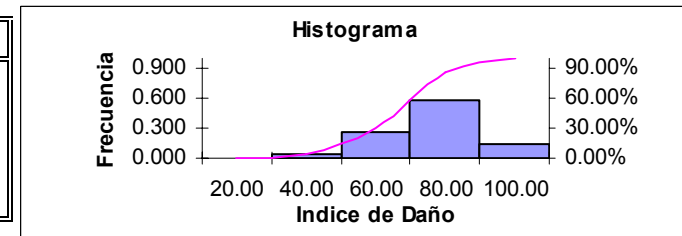
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	2	6.67%	0.067
20-40	4	20.00%	0.133
40-60	18	80.00%	0.600
60-80	6	100.00%	0.200
80-100	0	100.00%	0.000



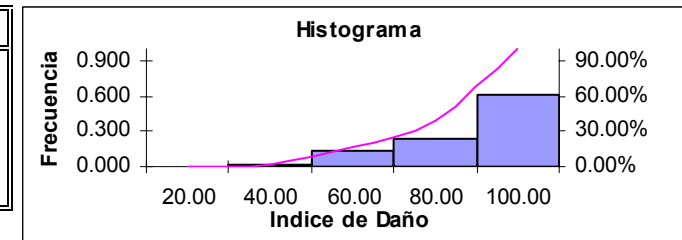
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	2	3.28%	0.033
40-60	16	29.51%	0.262
60-80	35	86.89%	0.574
80-100	8	100.00%	0.131



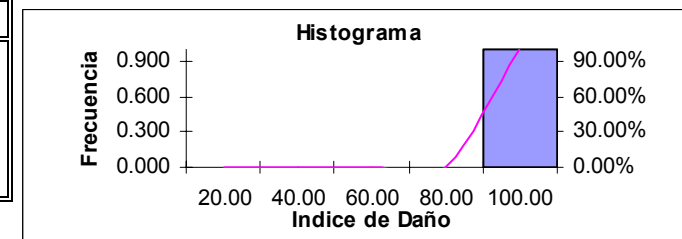
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	1	2.33%	0.023
40-60	6	16.28%	0.140
60-80	10	39.53%	0.233
80-100	26	100.00%	0.605



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

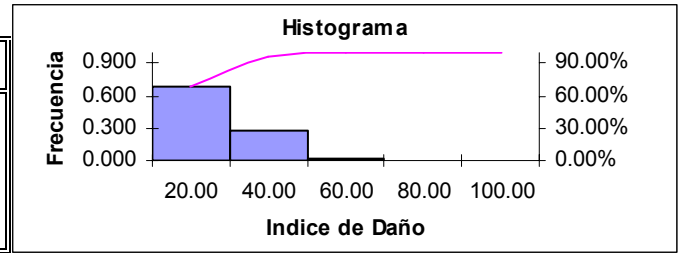
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	0	0.00%	0.000
60-80	0	0.00%	0.000
80-100	4	100.00%	1.000



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.05$

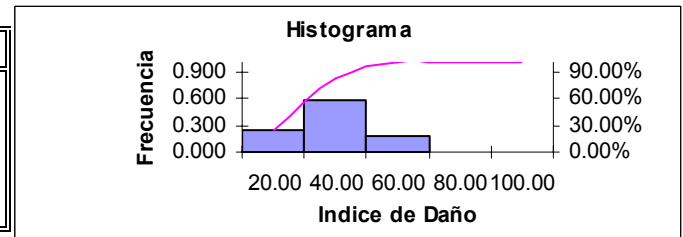
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	25	69.44%	0.694
20-40	10	97.22%	0.278
40-60	1	100.00%	0.028
60-80	0	100.00%	0.000
80-100	0	100.00%	0.000



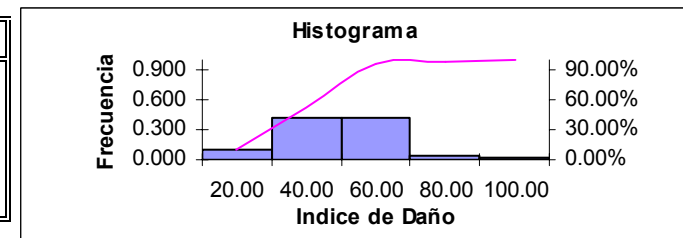
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	15	24.59%	0.246
20-40	35	81.97%	0.574
40-60	11	100.00%	0.180
60-80	0	100.00%	0.000
80-100	0	100.00%	0.000



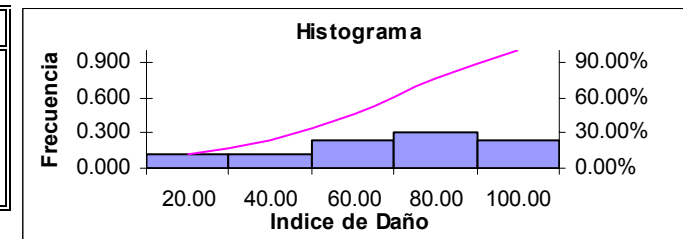
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	6	9.84%	0.098
20-40	26	52.46%	0.426
40-60	26	95.08%	0.426
60-80	2	98.36%	0.033
80-100	1	100.00%	0.016



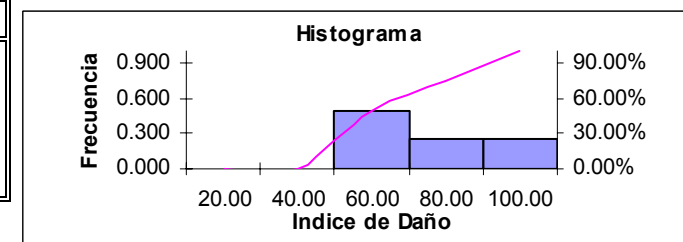
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	5	11.63%	0.116
20-40	5	23.26%	0.116
40-60	10	46.51%	0.233
60-80	13	76.74%	0.302
80-100	10	100.00%	0.233



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

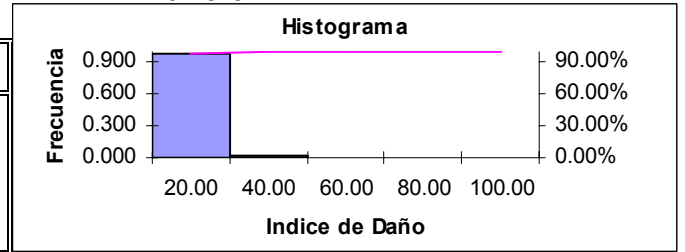
Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	0	0.00%	0.000
20-40	0	0.00%	0.000
40-60	2	50.00%	0.500
60-80	1	75.00%	0.250
80-100	1	100.00%	0.250



ACELERACION PICO EFECTIVA $A_a=0.01$

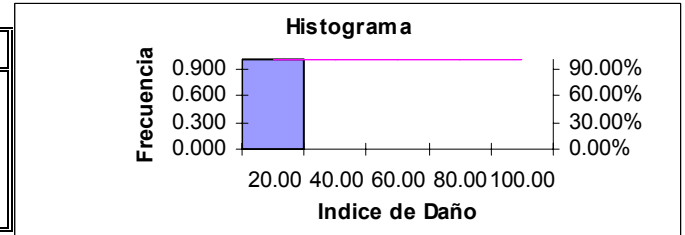
INDICE DE VULNERABILIDAD 0-20

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	35	97.22%	0.972
20-40	1	100.00%	0.028
40-60	0	100.00%	0.000
60-80	0	100.00%	0.000
80-100	0	100.00%	0.000



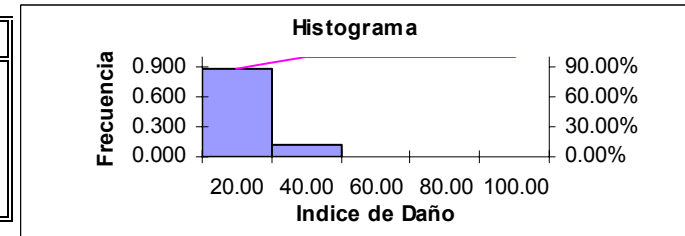
INDICE DE VULNERABILIDAD 20-40

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	61	100.00%	1.000
20-40	0	100.00%	0.000
40-60	0	100.00%	0.000
60-80	0	100.00%	0.000
80-100	0	100.00%	0.000



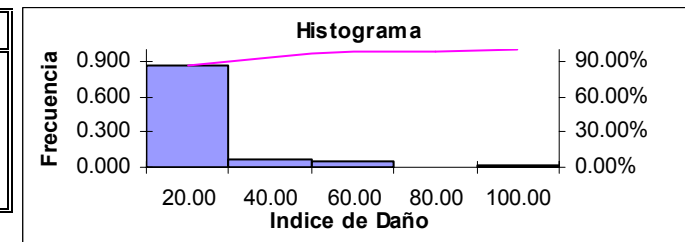
INDICE DE VULNERABILIDAD 40-60

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	54	88.52%	0.885
20-40	7	100.00%	0.115
40-60	0	100.00%	0.000
60-80	0	100.00%	0.000
80-100	0	100.00%	0.000



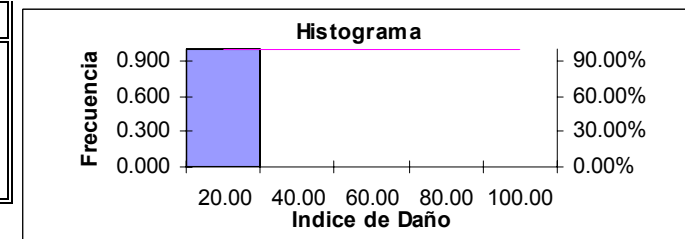
INDICE DE VULNERABILIDAD 60-80

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	37	86.05%	0.860
20-40	3	93.02%	0.070
40-60	2	97.67%	0.047
60-80	0	97.67%	0.000
80-100	1	100.00%	0.023



INDICE DE VULNERABILIDAD 80-100

Daño	Frecuencia	% acumulado	Frec. relativa
0-20	4	100.00%	1.000
20-40	0	100.00%	0.000
40-60	0	100.00%	0.000
60-80	0	100.00%	0.000
80-100	0	100.00%	0.000



Toda la información surgida de los histogramas de frecuencias de daño promedio se resume a continuación en las matrices de probabilidad de daño para cada nivel de acción sísmica. El eje horizontal se encuentra los rangos de discretización del índice de daño en bandas de 20% y en el eje vertical los rangos del índice de vulnerabilidad considerados.

Tabla 6.14 Matriz de Probabilidad de Daño para Aa=0.4**Aa=0.4**

P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.000	0.000	0.094	0.094	0.813
20-40	0.000	0.000	0.000	0.016	0.984
40-60	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
60-80	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.15 Matriz de Probabilidad de Daño para Aa=0.35**Aa=0.35**

P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.000	0.030	0.061	0.152	0.758
20-40	0.000	0.000	0.000	0.049	0.951
40-60	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
60-80	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.16 Matriz de Probabilidad de Daño para Aa=0.30**Aa=0.30**

P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.000	0.031	0.063	0.313	0.594
20-40	0.000	0.000	0.000	0.082	0.918
40-60	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
60-80	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.17 Matriz de Probabilidad de Daño para Aa=0.25**Aa=0.25**

P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.000	0.031	0.094	0.438	0.438
20-40	0.000	0.000	0.016	0.213	0.770
40-60	0.000	0.000	0.000	0.049	0.951
60-80	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.18 Matriz de Probabilidad de Daño para Aa=0.20**Aa=0.20**

P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.000	0.094	0.156	0.375	0.375
20-40	0.000	0.000	0.016	0.475	0.508
40-60	0.000	0.000	0.000	0.115	0.885
60-80	0.000	0.000	0.000	0.047	0.953
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.19 Matriz de Probabilidad de Daño para $A_a=0.15$
 $A_a=0.15$

P (D/ V, A_a)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.031	0.156	0.375	0.313	0.125
20-40	0.000	0.016	0.180	0.656	0.148
40-60	0.000	0.000	0.000	0.393	0.607
60-80	0.000	0.000	0.000	0.093	0.907
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.20 Matriz de Probabilidad de Daño para $A_a=0.10$
 $A_a=0.10$

P (D/ V, A_a)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.121	0.515	0.303	0.030	0.030
20-40	0.067	0.133	0.600	0.200	0.000
40-60	0.000	0.033	0.262	0.574	0.131
60-80	0.0000	0.0233	0.1395	0.2326	0.6047
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 6.21 Matriz de Probabilidad de Daño para $A_a=0.05$
 $A_a=0.05$

P (D/ V, A_a)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.694	0.278	0.028	0.000	0.000
20-40	0.246	0.574	0.180	0.000	0.000
40-60	0.098	0.426	0.426	0.033	0.016
60-80	0.116	0.116	0.233	0.302	0.233
80-100	0.000	0.000	0.500	0.250	0.250

Tabla 6.22 Matriz de Probabilidad de Daño para $A_a=0.01$
 $A_a=0.01$

P (D/ V, A_a)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.972	0.028	0.000	0.000	0.000
20-40	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-60	0.885	0.115	0.000	0.000	0.000
60-80	0.860	0.070	0.047	0.000	0.023
80-100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Las tablas 6.14 a 6.22 representan a posibilidad de obtener un índice de daño entre los dos límites, condicionada para un valor de índice de vulnerabilidad dentro de un rango dado y para una aceleración pico efectiva.

CAPITULO 7

GENERACION DE LOS ESCENARIOS DE DAÑO.

7.1 INTRODUCCIÓN

Para el cálculo de la vulnerabilidad en zonas urbanas y para la estimación de escenarios de daño, de un supuesto sismo, el computador llega a ser una herramienta de gran utilidad, específicamente la utilización de los *Sistemas de Información Geográfica*, el cual facilita de manera agradable el análisis y la representación de los resultados, con el objetivo fundamental de la reducción del riesgo sísmico en determinada población.

De manera resumida se puede decir que un *Sistemas de Información Geográfica* se define como un sistema para la captura, almacenamiento, chequeo, integración, manipulación, análisis y despliegue de datos que están referidos espacialmente a la tierra.

La capacidad de los *Sistemas de Información Geográfica* para obtener y representar los resultados de los análisis en mapas temáticos resulta fundamental en cualquier estudio geográfico, y específicamente en los estudios de riesgo sísmico. Estos mapas permiten mostrar los escenarios de daño en la zona de estudio, con la cual se puede estimar las localizaciones y regiones con riesgo sísmico mas alto, sitios con efectos locales del suelo mas marcados, estructuras mas vulnerables, dando una idea global del problema y sentando las bases para dar soluciones al mismo, mediante los planes de mitigación de riesgo sísmico⁵⁹.

⁵⁹ MENA, Ulises EVALUACION DEL RIESGO SISMICO EN ZONAS URBANAS, Universidad Politécnica de Cataluña, Capitulo 4. Barcelona Julio 2002.

7.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN

7.2.1 Zona de estudio

La zona estudiada corresponde al sector del Barrio Comuneros de la Ciudad de Bucaramanga, la muestra analizada consta de una manzana en las cuales existen 22 edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo y 1 edificación de hormigón armado. En la figura 7.1 se puede apreciar la ubicación del Barrio Comuneros, la manzana seleccionada mostrando la posición de las edificaciones, además de una vista en altura o en tres dimensiones.

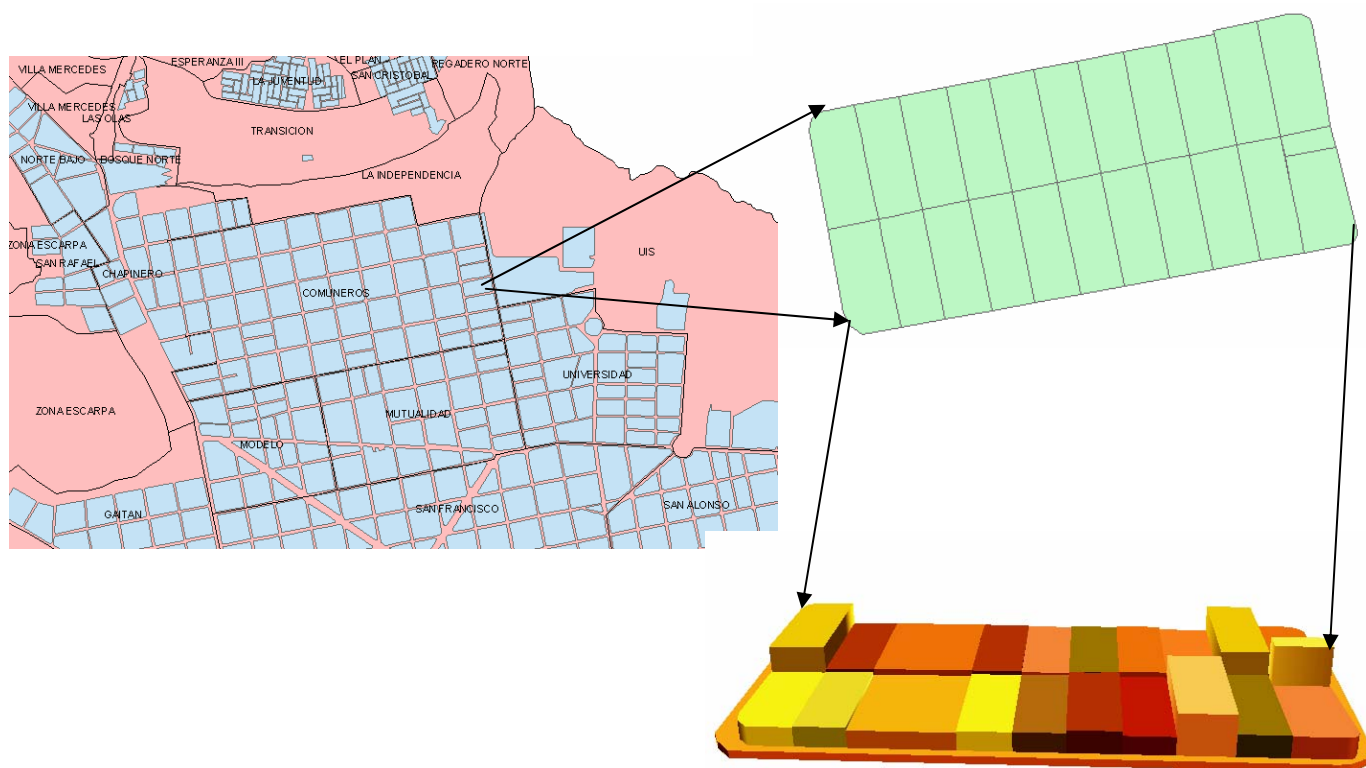


Figura 7.1 Ubicación de la Zona de estudio

7.2.2 Procedimiento utilizado

El procedimiento utilizado en la manzana del Barrio Comuneros consiste básicamente en tres fases.

- 1. Obtención de Datos:** En esta fase se recoge toda la información que puede ser útil durante el proceso. Se obtiene un mapa del sector, que se encuentre digitalizado. Se visitan las edificaciones y se clasifican los 11 parámetros que consta el índice de vulnerabilidad para cada edificación
- 2. Proceso de Cálculo:** En esta fase se efectúa el tratamiento de la información obtenida en la fase 1. Para la evaluación del parámetro 3 del índice de vulnerabilidad, resistencia convencional, las variables Áreas de muros resistentes, se evaluaron según las Figuras 6.1, 6.2 y la resistencia a la compresión y la resistencia al cortante según la Tabla 6.8. En esta etapa el resultado final son los respectivos índices de vulnerabilidad para cada edificación
- 3. Montaje de la información en SIG:** En esta última fase se utilizan los SIG, para mostrar resultados de la vulnerabilidad y los escenarios de daño.

7.2.3 Resultados obtenidos.

En el mapa de la Figura 7.6 se presenta el índice de vulnerabilidad para cada edificio para los rangos distribuidos con un ancho de 10.

Se puede definir una escala lingüística de la siguiente manera: Bajo $V \leq 40$, Medio Bajo, $40 < V \leq 45$, medio $45 < V \leq 50$, alto $50 < V \leq 60$ y muy alto $V \geq 60$. La importancia de definir esta escala es que permite una cierta selección de los edificios más vulnerables. De esta forma, se observa que existe un edificio (0.045%) con un rango de vulnerabilidad medio.

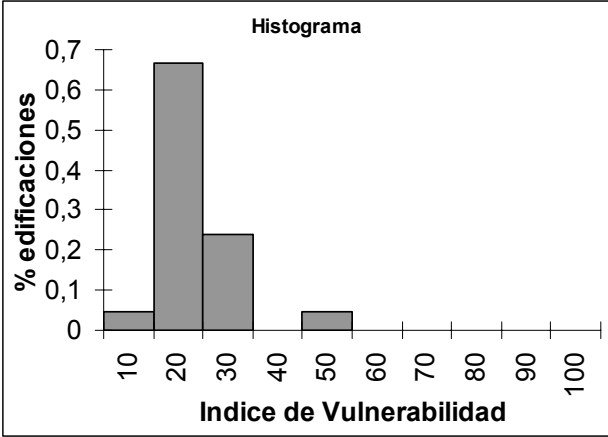


Figura 7.2 Histograma de frecuencia Índice de Vulnerabilidad



Figura 7.3 Mapas de clasificación de los parámetros 1, 2, 3 y 4 del índice de vulnerabilidad

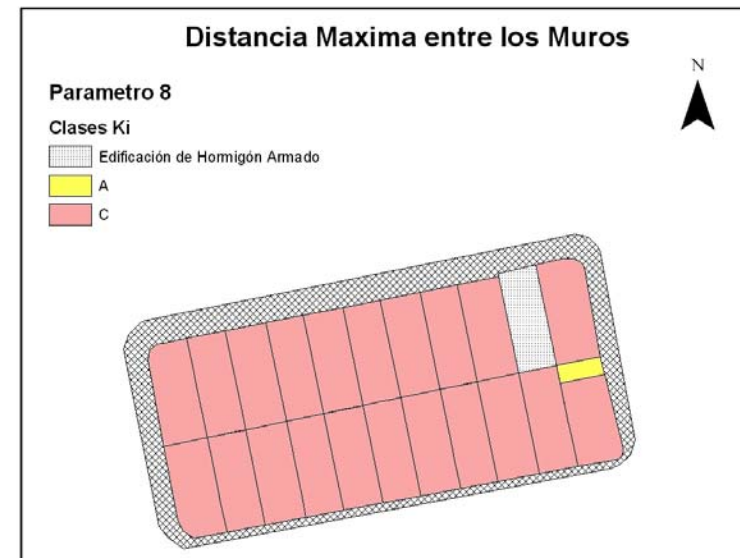
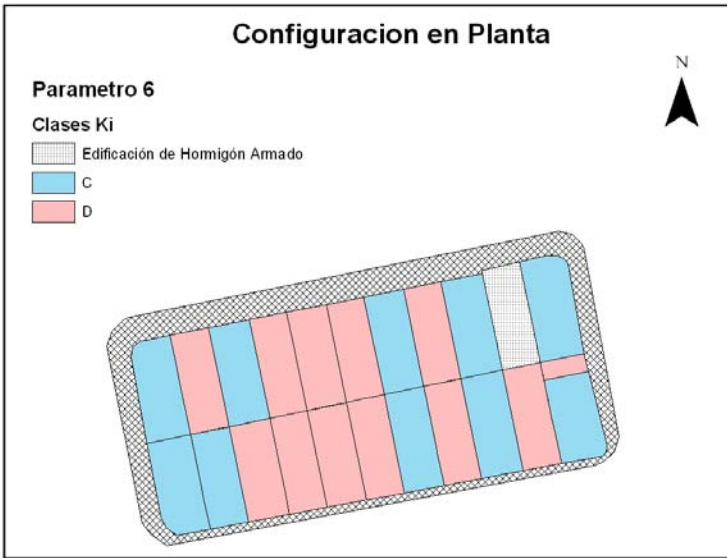
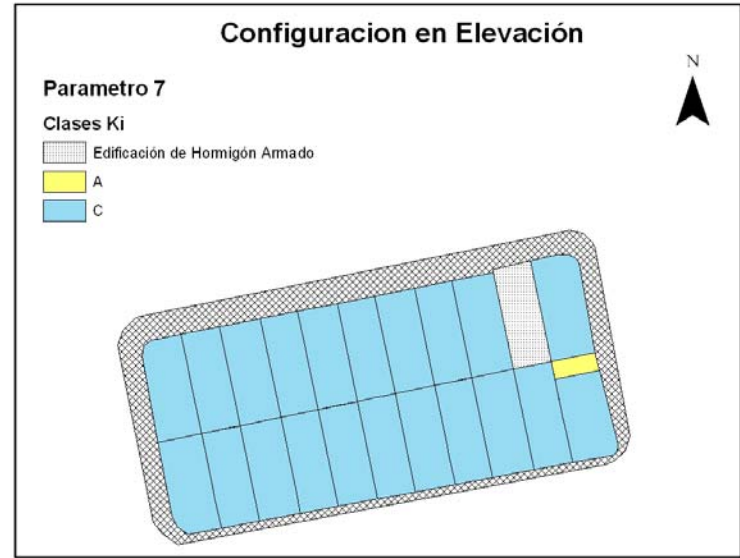
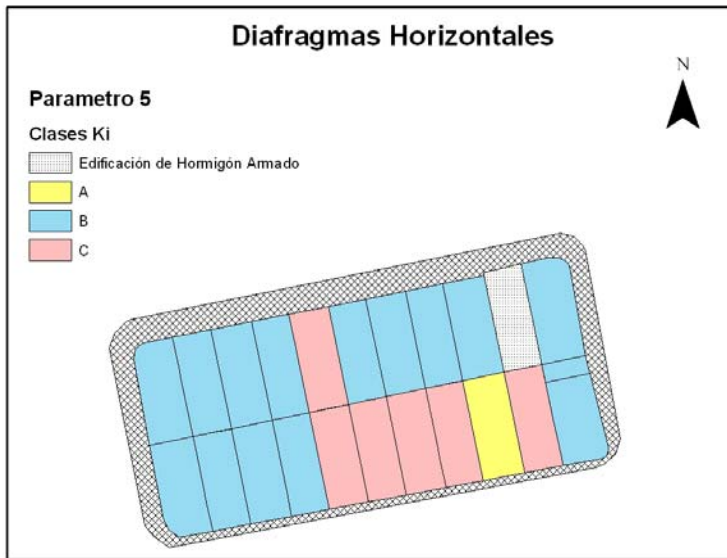


Figura 7.4 Mapas de clasificación de los parámetros 5, 6,7 y 8 del índice de vulnerabilidad

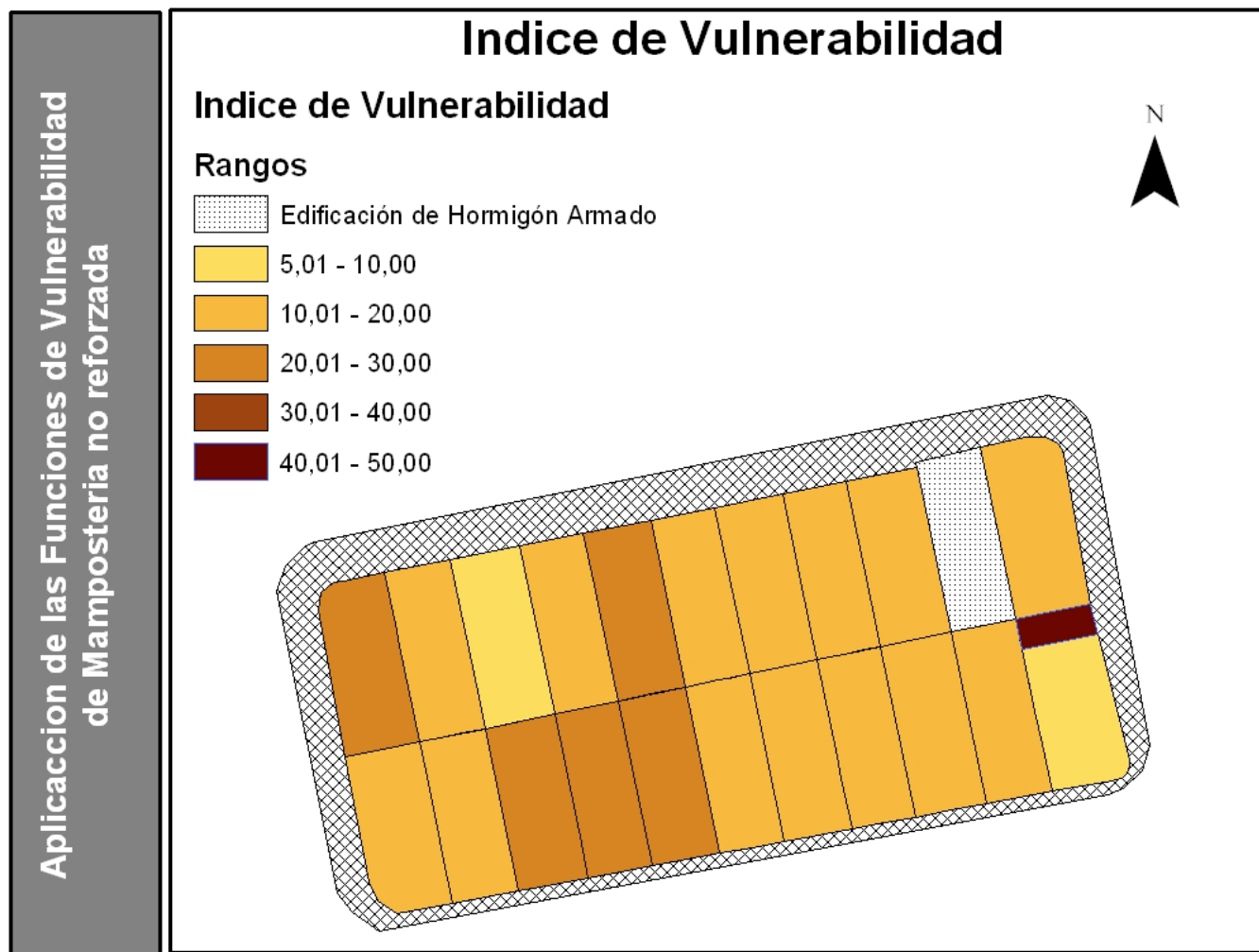


Figura 7.6 Mapa de vulnerabilidad del sector estudiado

En las Figuras 7.5, 7.4 y 7.3 se muestran las calificaciones respectivas de cada edificación, con respecto a los parámetros del índice de vulnerabilidad, estas figuras son útiles para identificar los parámetros que mayor influencia tienen sobre la vulnerabilidad de los edificios. Un resumen de la Figuras 7.5, 7.4 y 7.3 es diagrama de barras mostrado en la Figura 7.7, observándose que los parámetros 6, 8 y 9 configuración en planta, distancia máxima entre muros y tipo de cubierta son los más críticos.

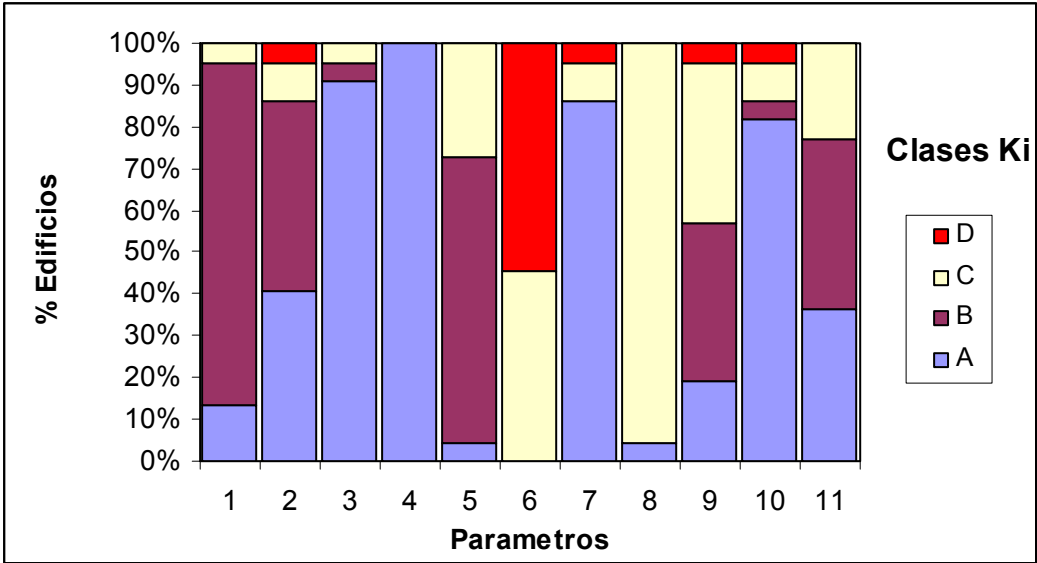


Figura 7.7 Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra.

En los mapas de la Figuras 7.8, 7.9 y 7.10 se muestran los 9 posibles escenarios de daño, asumiendo diferentes niveles de acción sísmica. Una descripción lingüística del índice global de daño es la presentada por la GNDT 1990: daño leve $D \leq 10\%$, daño medio $10\% \leq D \leq 25\%$, daño grave $25\% \leq D \leq 50\%$, daño muy grave $50\% \leq D \leq 75\%$, destrucción $D \geq 75\%$.

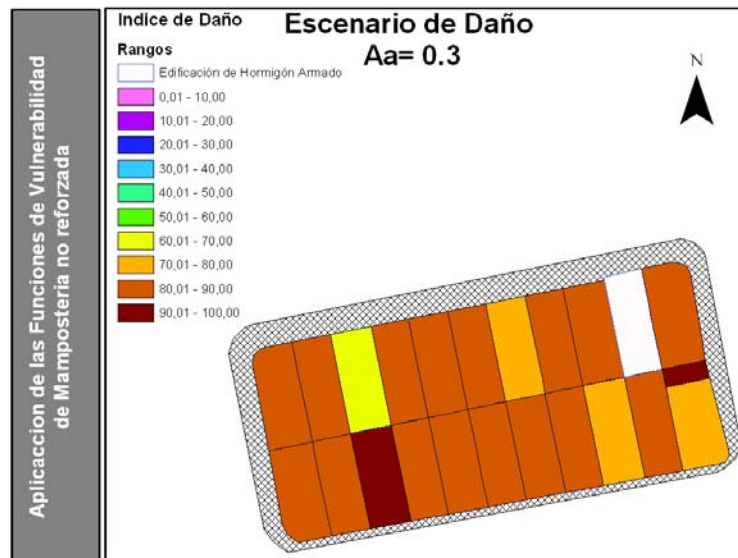
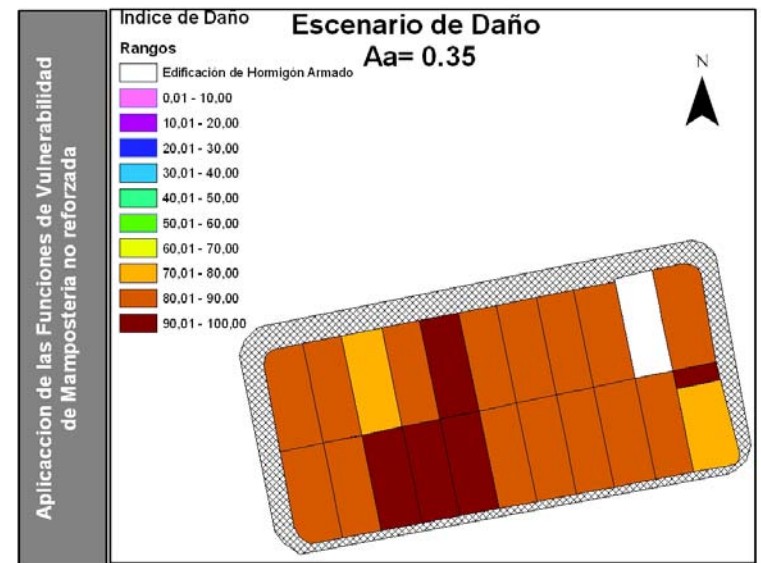
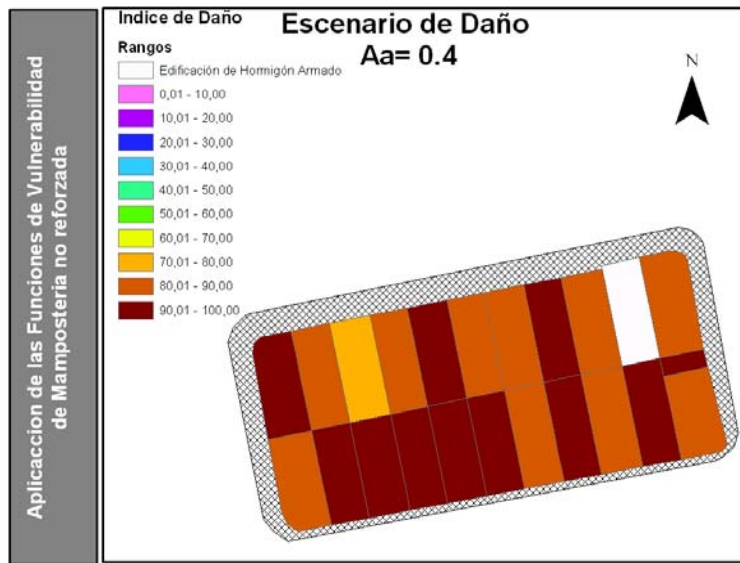


Figura 7.8 Escenarios de daño para los sismos de Aa= 0.4, 0.35 y 0.3

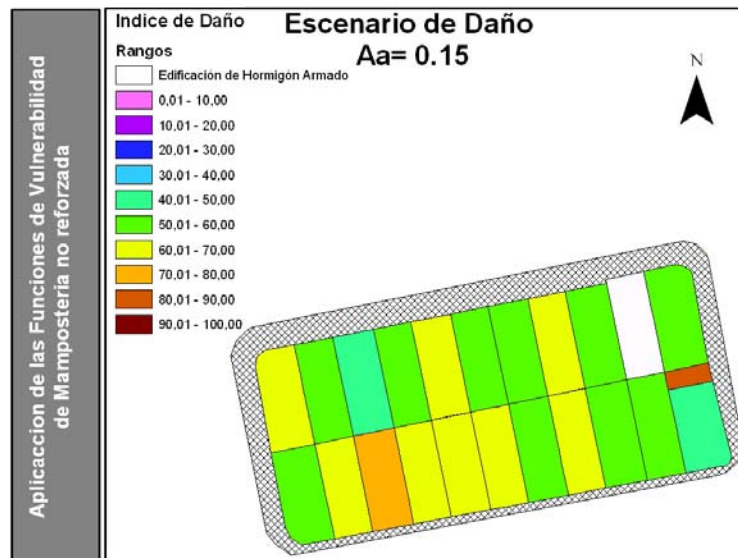
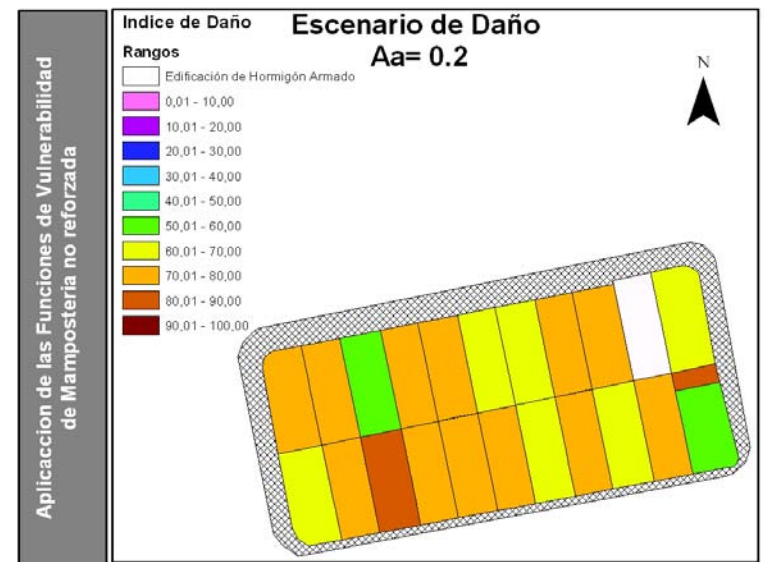
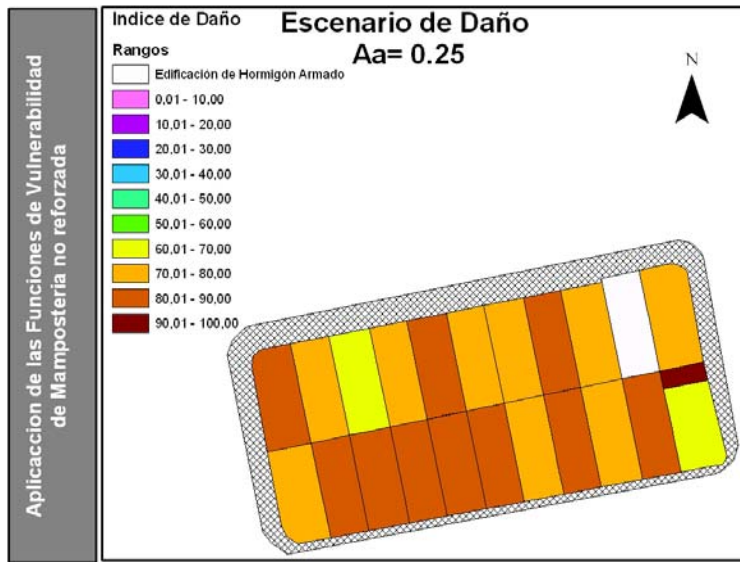
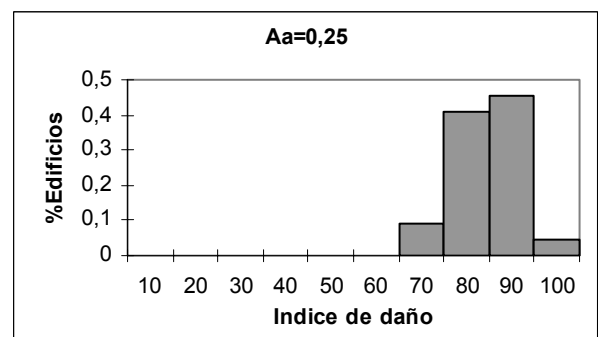
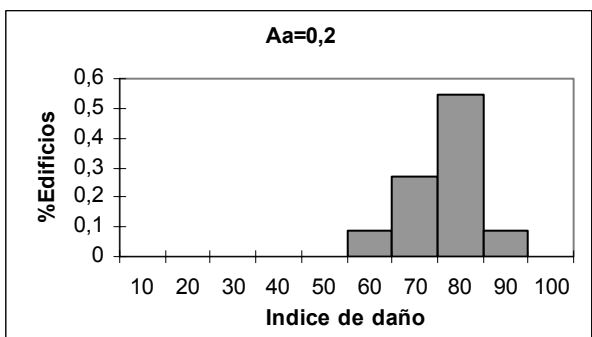
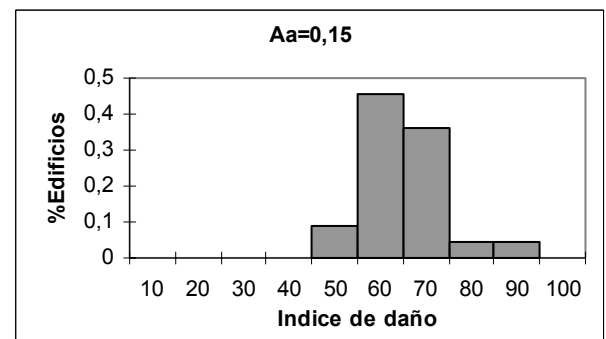
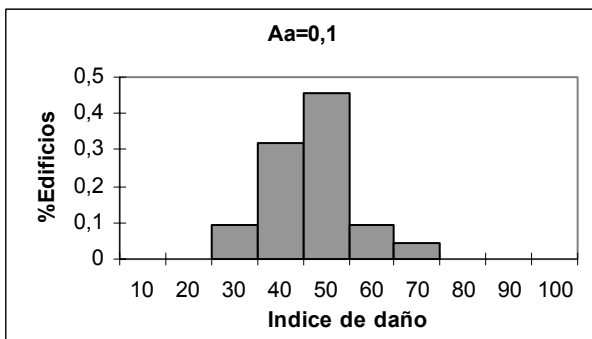
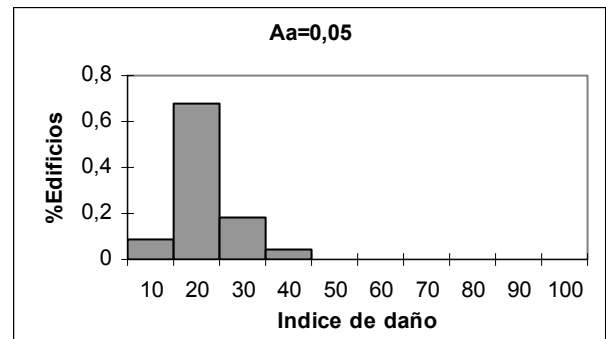
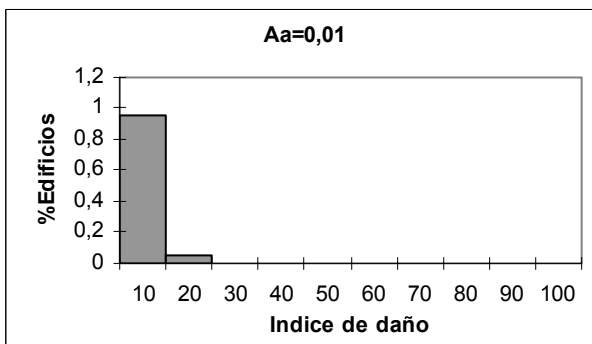


Figura 7.9 Escenarios de daño para los sismos de Aa= 0.25, 0.2 y 0.15

Otra de formar de analizar los escenarios de daño es a través de los histogramas de frecuencias de daño de las Figuras 7.11, en las que observa que a medida que aumenta el nivel de acción sísmica la distribución del daño es más amplia y vuelve a disminuir para niveles acción sísmica muy altos.



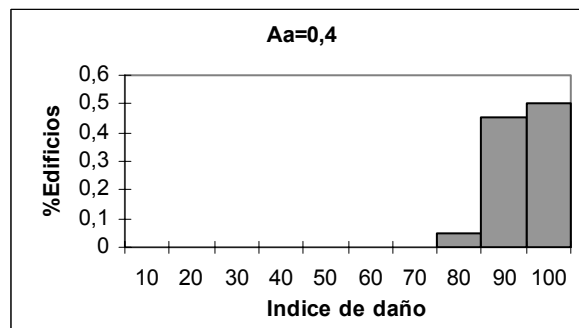
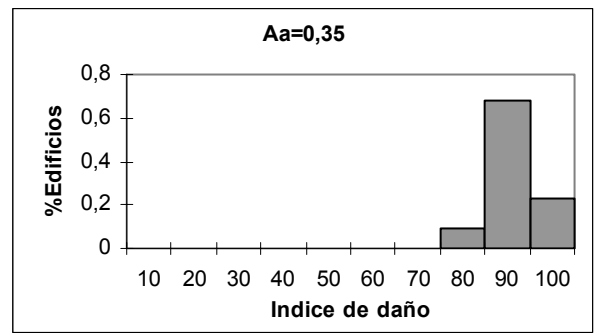
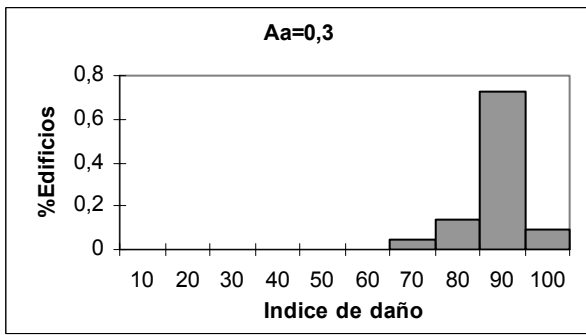


Figura 7.11 Histogramas de frecuencias de daño para diferentes niveles de acción sísmica

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Método del índice de vulnerabilidad

El método utilizado para la evaluación de la vulnerabilidad de la estructura, fue el método italiano del *índice de vulnerabilidad*, que al respecto se pueden realizar las siguientes apreciaciones.

- Como se realizó en el proyecto, es posible adaptarlo a la zona de estudio, modificando ya sea las instrucciones de las clases, los pesos de cada clase, o agregando o quitando parámetros según la realidad de las estructuras de la zona, por consiguiente es un método que es posible exportarlo a otras regiones distintas a las de donde se creó.
- Cada parámetro posee instrucciones de evaluación, para la calificación del mismo, que disminuye la subjetividad del evaluador al momento de realizar la evaluación, claro esto los evaluadores deben pasar por un proceso de capacitación para evitar errores de interpretación o ambigüedad. Sin embargo dicho subjetivismo, es siempre latente pero en comparación con otros métodos no está decisivo.
- También puede añadirse el hecho de que el método no es tan sofisticado como para requerir evaluadores, con conocimientos avanzados de estructuras, por el contrario éste requiere personal con conocimientos básicos de estructuras, que bien puede ser estudiantes de niveles medios de pre-grado. Lo cual se vería reflejado en los costos de estudios o de evaluación de las estructuras de la zona, dándole una mayor eficiencia al método.
- La gran ventaja que ofrece esta metodología en comparación con otras, es que considera la diferencia de comportamientos, es decir distingue una edificación de otra, incluso si pertenece a la misma tipología, que este caso es la de mampostería no reforzada, lo cual evita describir detalladamente subtipologías de una tipología específica.

- Un problema que se detectó por los autores en el método del índice de vulnerabilidad, en la evaluación de las edificaciones inventariadas para la aplicación, fue el hecho que para la evaluación de algunos parámetros se tiene la necesidad de entrar a la edificación, tal es el caso del parámetro 9 (tipo de cubierta) y el parámetro 5 (Diafragmas horizontales) etc. Este hecho genera, primero que todo más tiempo de evaluación, además de que en algunas ocasiones es imposible entrar a la edificación por diferentes factores. A pesar de esta pequeña falencia estos parámetros son posibles reevaluarlos y buscar la forma de extrapolarlos para evitar ingresar a la edificación o adaptarlos a la información disponible.
- La adaptabilidad del método a la simulación es una de las características más importantes que hacen que este método se ha elegido entre otros.

Simulación de las funciones de vulnerabilidad

- En la simulación se asumieron dos modelos para las edificaciones, un modelo de eje cortante que indica flexibilidad despreciable del diafragma considerando rígidos los nudos y los pisos, y un modelo de panel con deformabilidad del diafragma, su escogencia depende en la simulación de la calificación del parámetro 5 del índice de vulnerabilidad. Lo que se buscaba era que el modelo de panel debería ser más crítico en todo momento, pero analizando los resultados de las simulaciones, las cuales no se anexan en el presente estudio por su gran volumen, se apreció que el modelo de panel es más crítico que el modelo de eje cortante pero solo para aceleraciones bajas, entre 0.01g y 0.15g. Para aceleraciones entre 0.2g y 0.4g se denotó que los modelos de eje cortante producen mayor daño que los de panel, esto puede explicarse debido a que para los modelos de eje cortante se definió un grado de ponderación por piso considerando de mayor importancia los pisos inferiores, además si uno de los pisos alcanzaba un grado de daño superior a 100% o colapso se asumía que la edificación colapsaba totalmente.

- Vale la pena aclarar que en los modelos de evaluación de daño no se tuvo en cuenta un aspecto bastante desfavorable para la estructura como es el análisis del volcamiento fuera del plano de la pared, sino únicamente los efectos de flexo compresión y cortante en el plano de los muros. La no consideración de este comportamiento infiere una subestimación del daño que se provoca en las edificaciones de mampostería

- Para efectos de simplificación del problema estas funciones simuladas fueron realizadas para un suelo tipo 2 que posee un factor de amplificación de 1.2, esta simplificación se debió a que el área de Bucaramanga se compone en su mayoría de este tipo de suelo, es decir para un suelo de mayor factor de amplificación o menor estas funciones, no son ciertamente aplicables, por que como es lógico los daños serán superiores o menores a los calculados en la simulación. A nivel general deben establecerse funciones para cada tipo de suelo existe en la zona.

- En el proceso de adaptación del método del índice de vulnerabilidad se estimo importante agregar otro parámetro, que se considera influye de manera negativa o algunas veces positiva en el daño que pueda recibir una edificación, me refiero al parámetro 12 edificaciones adyacentes, con respecto a este parámetro se establecieron algunas pautas o instrucciones para la evaluación de este, con base en lineamientos fijados en el documento FEMA 178, a pesar de que se incluyo este nuevo parámetro en el método del índice de vulnerabilidad se decidió no utilizarlo en el proceso de simulación, ya que no se contó con información técnica en la literatura que comente cómo seria el análisis o cuantificación del daño que pueda causar una edificación a otra. En definitiva en el proceso de simulación se analizan las edificaciones por separado y no se tiene en cuenta el efecto del golpeteo entre estructuras adyacentes.

- La simulación depende en gran medida de los parámetros físicos y mecánicos que se adopten de los materiales. La resistencia a la compresión de los paneles de mampostería es uno de los parámetros más importantes, ya que de él depende el control del tipo de fallo a carga lateral. Otro parámetro importante es la resistencia al cortante ya que la capacidad máxima a carga lateral depende de este parámetro. El establecimiento de los rangos de estos parámetros para la simulación, como se comentó en la tesis, dependió de la revisión de la norma NSR-98 y una tesis de grado de mampostería realizado ya hace mucho tiempo en la Universidad Industrial de Santander, para el caso de paneles de ladrillo y bloque, Por el lado de la mampostería de tapia y adobe se acudió a la literatura técnica. La vía que realmente se debe establecer para determinar estos parámetros es través de los ensayos, es decir se deben realizar nuevos estudios de caracterización de las propiedades de los materiales de la zona, que nos permita conocer las verdaderas condiciones de la mampostería.

Funciones de vulnerabilidad calculada

- Las funciones de vulnerabilidad generadas para la mampostería no reforzada en el proceso de simulación, a partir de $A_a=0.1$, no empiezan desde índices de daño igual a cero esto aun para edificaciones con Índice de Vulnerabilidad (IV) igual a cero, que indican conceptualmente que se encuentran muy bien diseñadas. Por ejemplo para $A_a= 0.25$, que es la máxima aceleración esperada, estipulada por la norma NSR-98 en Bucaramanga, se espera un grado de daño de aproximadamente un 38% para la mampostería no reforzada, según las funciones simuladas para un Índice de Vulnerabilidad $IV=0..$ Por tal razón se puede afirmar de manera acertada, que se ratifica lo estipulado en la norma NSR-98 para la mampostería no reforzada, citando textualmente su capítulo D.9.2.1: “La mampostería no reforzada solo puede utilizarse como sistema de resistencia sísmica en aquellas regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde el valor de A_a sea menor o igual a

0.05". Se puede observar que en las funciones generadas para un $A_a = 0.05$, con edificaciones de índices de vulnerabilidad igual a cero, el grado de daño es cero.

- Para el presente estudio o para cualquier estudio que se base en generar funciones sintéticas o calculadas, a través de procesos de simulación, siempre existirá la necesidad de calibrar dichas funciones. Se deben tener claro que los modelos de daños utilizados puede que no representen de manera acertada la realidad de los daños que pueda suceder en un sismo de determinado nivel. También es de entender que las funciones se encuentran ajustadas a daños promedios y no absolutos. Por todo lo anterior es de gran importancia calibrar las funciones que se generen a través de esta metodología en base a sismos futuros. Para la consecución de esto, es importante establecer metodologías para estudios post sísmicos, una de esas metodologías se encuentra en formulario de primer nivel del método del índice de vulnerabilidad que se encuentra en el Apéndice A de este libro, pero lo importante no es la metodología que se utilice en campo, sino que dicha metodología sea consistente con los daños calculados analíticamente en el proceso de simulación.
- Es conveniente decir que estudios de vulnerabilidad (funciones de vulnerabilidad) a gran escala, como el que se expuesto en esta tesis, donde se tratan de simular un sin numero de edificaciones que representen las características de la zona, no deben ser aplicados a edificaciones de carácter esencial, explícitamente a edificaciones que deben permanecer en funcionamiento después de ocurrido un sismo, este tipo de edificaciones merecen un estudio de vulnerabilidad mas detallado y especifico de los problemas propios de la edificación en consideración.

Matrices de probabilidad de daño

- Existen ciertas inconsistencias en las matrices de probabilidad de daño generadas para las aceleraciones de 0.1 y 0.01g. Estas inconsistencias se deben a que se muestran probabilidades de daño mayores para rangos de índices de vulnerabilidad menores, en el mismo rango de índice de daño.

Inconsistencia en las matrices de probabilidad de daño

Aa=0.10					
P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.121	0.515	0.303	0.030	0.030
20-40	0.067	0.133	0.600	0.200	0.000
40-60	0.000	0.033	0.262	0.574	0.131
60-80	0.0000	0.0233	0.1395	0.2326	0.6047
80-100	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Aa=0.01					
P (D/ V, Aa)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
0-20	0.972	0.028	0.000	0.000	0.000
20-40	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-60	0.885	0.115	0.000	0.000	0.000
60-80	0.860	0.070	0.047	0.000	0.023
80-100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Las inconsistencias que se presentaron se muestran en las casillas resaltadas de las matrices. Esto se debe a que la simulación de variables aleatorias genera edificaciones con índices de vulnerabilidad promedios, como se denota en la figura 6.19, dejando muy pocas edificaciones en las zonas extremas, es decir para índices de vulnerabilidad entre 0-20 y 80-100, por las pocas edificaciones generadas en estas zonas el promedio de los daños no resultan tan representativos, por lo tanto en este aspecto algunos estudios sugieren no estudiar estadísticamente los valores extremos de índices de vulnerabilidad. Por lo tanto es recomendable solo establecer probabilidades en las zonas medias con índices de vulnerabilidad de 20-80, por esta razón se concluye que no se tengan en cuenta las probabilidades de daño de los índices

vulnerabilidad extremos de la matrices de probabilidad de daño generadas en el presente estudio. Una posible solución a este problema es generar más edificaciones hipotéticas, para que en los rangos extremos de vulnerabilidad caigan más edificaciones y el promedio de daño sea más representativo.

Aplicación, escenarios de daño

- A parte de establecer modelos para predecir el daño (funciones de vulnerabilidad), la aplicación de estas funciones para generar escenarios de daño fue otro de los objetivos de esta tesis. Se considera que la mejor forma de presentar los respectivos resultados de daño es a través de los *Sistemas de Información Geográfica*, en el caso de un estudio de vulnerabilidad a escala urbana o de mayor escala que la aplicación que se realizó en esta tesis, este formato permite identificar las zonas más críticas y por lo cual representa una de las herramientas más idóneas para los estudios de planificación y prevención de desastres. La aplicación a escala urbana de estas funciones, representa un estudio completo, del manejo de la información o insumos que se necesitaría para la creación de un SIG que genere escenarios de daños. A manera de idea un proyecto futuro que se puede plantear es la adaptación de esta metodología a un sistema de información geográfico.
- Teniendo en cuenta el cuadro de daño exhibido en el apéndice A Tabla A.1, en cual se muestra una descripción cualitativa para un determinado grado de daño, y de igual forma basado en los histogramas de frecuencia mostrados en la Figura 7.11.

Los escenarios de daño de la aplicación se categorizan en cinco grupos: Escenarios de ningún daño a daño leve (con un sismo de 0.01 de Aa) escenarios de daño leve a daño medio (con un sismo de 0.05 de Aa) escenarios de daño medio a grave (con un sismo de 0.1 de Aa) escenarios de daño grave a muy grave (con niveles sísmicos de 0.15 y 0.2 de Aa) escenarios

de daño grave a destrucción total (con niveles sísmicos de 0.25, 0.3, 0.35, 0.4g). Así para el sismo que rige para efectos de diseño en la norma (0.25) las estructuras de mampostería no reforzada de la aplicación presentaran daño grave o colapsaran totalmente.

La metodología desarrollada

La metodología desarrollada en esta tesis para la evaluación del riesgo sísmico fue propuesta por Fabricio Yopez 1996; esta es una metodología completa y general que responde a la necesidad de ciertas regiones, tanto de amenaza sísmica baja como alta, de evaluar la vulnerabilidad y el riesgo de sus estructuras, sin tener que recurrir a estudios realizados en otras regiones. La metodología es exportable a cualquier región y adaptable a la información que se dispone, en donde es posible incorporar cualquier instrucción de evaluación de la calidad estructural.

La definición de los rangos de los parámetros que se utilizan en la simulación son las variables más importantes a definir dentro de esta metodología, por que de esta forma las edificaciones hipotéticas generadas de manera aleatoria responderán únicamente a las características de las edificaciones de la región de estudio.

Otro aspecto fundamental en la simulación es el modelo de daño utilizado, es posible mejorarlo, utilizando modelos estructurales mas sofisticados, conforme se vayan refinando los modelos teóricos actuales, además de que se confronte y calibre el daño real con el teórico.

El objetivo final de las funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño generadas, las cuales son herramientas que nos sirven para predecir el daño de determinada zona, es el de su aplicación real, tal como la generación de escenarios de daño, para que de esta forma se pueda tener idea de los efectos o pérdidas, tanto humanas como materiales, que un terremoto pueda provocar en determinada zona, y

así se pueda encaminar a la gestión de planes de mitigación de desastres por parte de las entidades gubernamentales que son las que deben realizar esta labor.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ABRAMS, D. P STRENGHT AND BEHAVIOUR OF UNREINFORCED MASONRY ELEMENTS, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid 1992.
2. AGUIAR, Roberto, CANAS, José. Vulnerabilidad Sísmica de Edificios. Monografías de Ingeniería Sísmica, Monografía CIMNE IS-6, Editor A. H. Barbat, España 1994
3. ALARCÓN, A., BERNAL, C. E., CARDONA, O. D., ESCALLÓN, J., ESPINOSA, A., GARCÍA, L. E. (Director), PUCCINI, M., PULIDO, N., RODRÍGUEZ, E., SARRIA, A., SEVERICHE, M., TABOADA A., y YAMÍN, L., (1996), Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, Comité AIS 300 - Amenaza Sísmica, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia.
4. ANGELETTI, P., BELLINA, A., GRANDORI, E., MORETTI, A., PETRINI, V COMPARISON BETWEEN VULNERABILITY ASSESEMENT AND DAMAGE INDEX, SOME RESULTS, Tokio 1988 Vol 7
5. ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogota Imprenta Nacional de Colombia, 1998. Capitulo A
6. Applied Technology Council (ATC) (Report ATC 3-06), Tentative Provisions for Development of Seismic Regulations for Buildings. Palo Alto, 1978. [Versión en español por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, 1979.]
7. ATC, 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, Part A: Earthquake Shaking and Building Response
8. ATC, 1997, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, Part B: Earthquake Forces in Buildings.
9. BENEDETTI D, PETRINI V. "Sulla vulnerabilità sísmica di edifici in muratura: Prioste di un método di valutazione, Lindustria delle Costruzioni Roma 1984.
10. BONETT DÍAZ, Ricardo León. VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE EDIFICIOS. APLICACIÓN A ENTORNOS URBANOS EN ZONAS DE AMENAZA ALTA Y MODERADA. Barcelona, Octubre de 2003.
11. CALVI, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. Journal of Earthquake Engineering

12. CARDONA, Omar Darío. Metodologías para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones y Centro Urbanos. Conferencia en el Seminario Colombo Alemán Ingeniería Sísmica, Dinámica Estructural y Hormigón Armado. Santiago de Cali: UNIVERSIDAD DEL VALLE, 1990.
13. CARDONA, Omar Darío; HURTADO, Jorge Eduardo. Propuesta Metodológica para los Análisis de Vulnerabilidad. Informe de Consultoría Proyecto UNDR0/ACDI/ONAD para la Mitigación de Riesgos en Colombia. Inédito. Santiago de Cali, 1990.
14. CANAS, J. A., BANDA, E., Sísmicidad y peligrosidad sísmica, Apuntes docentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1989
15. CANAS, José A., EGOZCUE, J. J., BANDA, E. Y OTROS. Peligrosidad Sísmica en Cataluña, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1988
16. CARTAPATI, E., CHERUBINI, A, ZINGALI, A. VULNERABILTY-DAMAGE CORRELATIONS IN A MANSORY BUILDING SAMPLE AFTER NOVEMBER 1980 EARTHQUAKE IN IRPINIA, ITALY. Lisbon 1986 Vol. 2
17. COBURN, A. W., SPENCE, J. S., POMONIS, A. MITIGACION DE DESASTRES UNDR0 1991
18. DIP, Oscar, INAUDI, José A. Y DANESI, Rodolfo F. INDICES DE DAÑO SISMICO: REVISION DEL ESTADO DELARTE Y PROPUESTA DE INDICE DE DAÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA ESTRUCTURAS DE PUENTES. Argentina Universidad Nacional.
19. Dowrick, D.J. Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos. México: Limusa, 1984.
20. FEMA 178/Report ATC-22 "A Handbook for seismic Evaluation of Existing Building" Washington, 1989.
21. FEMA 154/Report ATC-21 "Rapid Visual Screening of Building For Potential Seismic Hazard" Washington, 1988
22. GNDT(Italia), DISTRIBUZIONE NAZIONALE DELLA VULNERABILITA' MEDIA COMUNALE, Fabrizio Meroni, Vincenzo Petrini, Gaetano Zonno
23. HAYS, Walter W., Evaluation of the Earthquake ground-shaking hazard, Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management, Zurich1988
24. HENDRY, A.W., STRUCTURAL MASONRY, MacMilan Education Ltd., Londres, 1990

25. JARAMILLO MONTES, Pablo Andrés; TRUJILLO BADILLO, Renato. Propuesta Metodológica para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica de viviendas de uno y dos pisos construidas en mampostería confinada según los requisitos de la NSR-98, Capítulo E. Santiago de Cali, 1999. Trabajo de grado (Ingeniero Civil). Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería.
26. JIMENEZ, Juan P. VULNERABILIDAD SISMICA DE LA EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE CUENCA MEDIANTE TECNICAS DE SIMULACION. Quito Junio del 2002.
27. KARNIK, Vít, NERSESOV, I. L., Principles and problems of assessments of seismic hazard, Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and Mitigation of Earthquake Losses, Dushanbe, 1986 Vol. 1
28. LANG, Kertin, SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING BUILDINGS, Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, Zurich February 2002
29. MENA, Ulises EVALUACION DEL RIESGO SISMICO EN ZONAS URBANAS, Universidad Politécnica de Cataluña, Capitulo 4. Barcelona Julio 2002.
30. MELI, Roberto. DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE MUROS DE MAMPOSTERIA; LA PRÁCTICA ACTUAL Y EL COMPORTAMIENTO OBSERVADO Ciudad de México.
31. MORIC, D. POSSIBILITY OF MAKING CALCULATION SIMPLE EARTHQUAKE DAMAGE LEVEL Proceeding of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering, Lisboa
32. MUÑOZ, D., Conceptos Básicos en Riesgo Sísmico, Física de la Tierra, Universidad Complutense de Madrid, 1989, Núm. 1
33. NAKAMURA, Y., A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QRT of RTR1 30, No. 1, February. 1989
34. NIÑO, Lucas E. Comportamiento de Muros de Mampostería bajo Carga Sísmica. Tesis de Pregrado. UIS.1982
35. OPS/OMS, Análisis de riesgo en el diseño de hospitales en zonas sísmicas. Washington, D.C., 1989.
36. Organización Panamericana de la Salud (OPS). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Serie de mitigación de desastres. Washington. 2000

37. PAULAY, T y PRIESTLEY, M. J. SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS, Jhon Wiley and Sons New York 1992.
38. REYES, Norwin, AISER, Loáisiga, SIRIAS, Sarria y MALTEZ, Julio METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES, Managua.
39. SAFINA MELONE, Salvador. VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES ESENCIALES ANALISIS DE SUS CONTRIBUCCION AL RIESGO SISMICO. Barcelona Diciembre del 2002.
40. SANDI, H. "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems". Report of the Working Group of the European Association for Earthquake Engineering. Proceedings of the 8th ECEE. Lisbon. Portugal, 1986
41. SOMMERVILLE, P. (2000). "Seismic Hazard Evaluation. State of the art". Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2833.
42. SUAREZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Ediciones UIS, Bucaramanga, 1998
43. TARBUCK, Edward J. Y OTRO. Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física. Editorial PRENTICE HALL, Madrid, 1999.
44. URIBE E. Jairo. ANALISIS DE ESTRUCTURAS 2ª Edición. Escuela colombiana de ingeniería, Julio del 2000.
45. UNDRO. SEISMIK RISK ASSESMENT AND DEVELOPMENT OF MODEL CODE FOR SEISMIC DESIGN- working group C. Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan, Sofia 1982.
46. WDC-A MANUAL OF SEISMIC OBSERVATORY PRACTICE, REPORT SE-20 World Data Center A for Solid Herat Geophysics, Boulder, 1979.
47. YÉPEZ MOYA, Fabricio, METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION, Barcelona, Julio de 1996

APENDICE A

A. METODO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA

A continuación se ilustrara los formularios, utilizados por la GNDT en Italia para los levantamientos de daño e índice de vulnerabilidad en edificios de mampostería no reforzada.

A.1 FORMULARIO DE PRIMER NIVEL: LEVANTAMIENTO DEL INDICE DE DAÑO

En el formulario de primer nivel se detalla una información general de la edificación tal como:

- Localización geográfica.
- Localización en la cartografía disponible.
- Tipo de uso de la edificación.
- Datos del tamaño, tipología y materiales utilizados.
- Datos sobre antiguas intervenciones
- Cuantificación del daño observado.

Lo mas importante es la parte relacionada con la cuantificación del daño por consiguiente no centraremos en este aparte dejando de lado los demás ítems del formulario de primer nivel. El daño es analizado para cada uno de los elementos de cada edificio en dos aspectos tanto los elementos que forman parte del sistema estructural como los elementos considerados como no estructurales.

Tipo de daño considerado en cada elemento

a) Tipo de daño considerado en paneles verticales.

Se consideran agrietamientos del tipo 1 al 9, tal como se observa en la figura A.1. Los grados de daño o calificaciones se rigen de la siguiente manera.

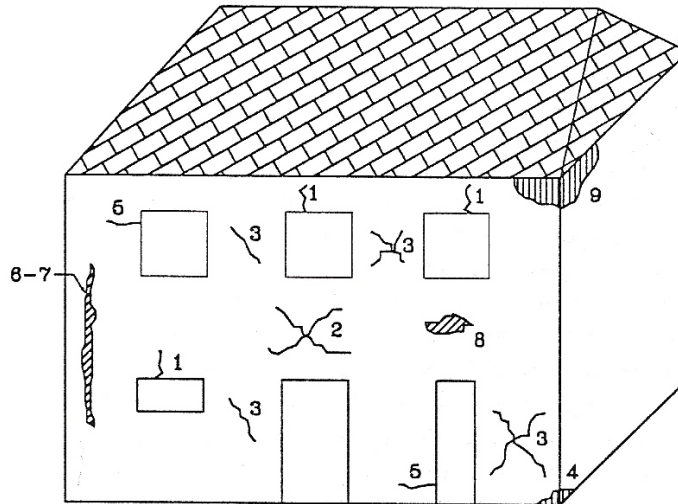


Figura A.1 Tipo de agrietamientos considerados en muros verticales de mampostería.

- A.** Ningún daño o daño despreciable.
- B.** Grietas capilares menores a 1 mm, comúnmente distribuidas en el panel.
- C.** Grietas 1,5 o 6m menores a 4mm; grietas tipo 2,3 o 7 menores a 2mm.
- D.** Grietas tipo 1,5 o 6, menores a 10mm; grietas tipos 2,3 o 7 menores a 5mm.
Presencia de grietas tipo 4,8 o 9.
- E.** Grietas superiores a la de la clase D anterior.
- F.** Destrucción del edificio.

b) Tipo de daño considerado en paneles de mampostería en arco.

Se consideran agrietamientos del tipo 1 al 4, según la figura A.2 y los grados de daño se califican de la siguiente manera.

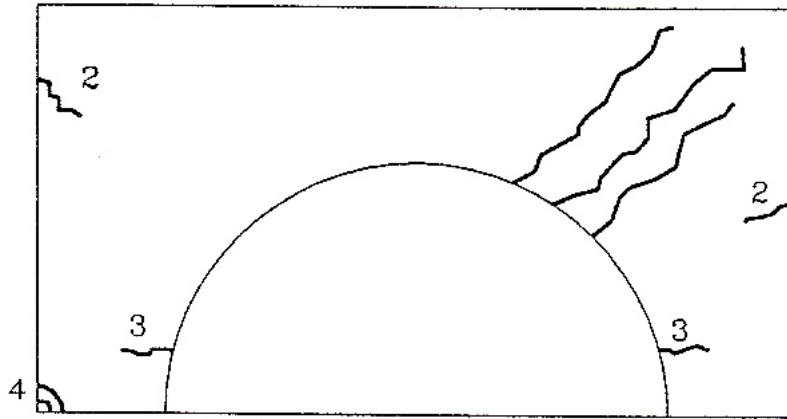


Figura A.2 Tipo de agrietamiento en paneles de mampostería en arco.

- A.** Ningún daño o daño despreciable.
- B.** Grietas capilares menores a 2mm, en arcos sin viga de borde.
- C.** Lesiones tipo 1 y 2, menores a 3mm para arcos sin viga de borde. Lesiones tipo 1 y 2, menores a 2 mm para arcos con viga de borde. Síntomas de aplastamiento tipo 1 o 4 en arcos sin viga de borde.
- D.** Lesiones tipo 1 y 2, menores a 7mm para arcos sin viga de borde. Lesiones tipo 1 y 2, menores a 4mm para arcos con viga de borde. Relevancia de aplastamiento con expulsión de material para arcos sin viga de borde. Síntomas de aplastamiento con arcos con vigas de borde.
- E.** Otra situación supere las indicadas. Colapso parcial.
- F.** Destrucción total.

c) Tipo de daño considerado para cubiertas de teja sobre sub-estructuras de madera o acero

Se considera el tipo de daño esperado en tejas, que normalmente requieren de una celosía de madera o armadura de acero soportada sobre la parte más alta de los muros resistentes. La calificación del daño se efectúa de la siguiente manera.

- A.** Ningún daño o daño despreciable.
- B.** Caída de algunas tejas de los bordes de la cubierta.
- C.** Ligeras desconexiones de los bordes secundarios. Desconexión en las tejas y/o caídas de hasta un 10% de las tejas. Ligeros desplazamientos relativos de hasta 5mm.
- D.** Desconexiones en bordes secundarios, desplazamientos relativos entre 5 y 30mm, desconexiones inestables entre tejas y caída de hasta de hasta un 20% de las mismas.
- E.** Colapso parcial de la cubierta, desmorone de los soportes principales.
- F.** Destrucción total de la cubierta.

d) Tipo de daño considerado para cubiertas en arcos de mampostería

El daño para este tipo de elementos se considera la misma clasificación de daño que para los elementos verticales de mampostería de arco.

e) Tipo de daño en escalera de madera

Para escaleras de madera, que se utilizan en algunas veces para edificios de mampostería, puede clasificarse el daño como sigue.

- A.** Ningún daño o daño despreciable.
- B.** Lesiones menores a 1mm en la conexión entre la mampostería y la escalera.

- C. Lesiones menores a 3mm e inicio de aplastamiento leves.
- D. Lesiones menores a 6mm con evidentes aplastamientos o desmoronamientos.
- E. Lesiones menores a 10mm con graves aplastamientos o desmoronamiento y colapso parcial de la estructura de la escalera.
- F. Destrucción total de la escalera.

f) Tipo de daño en escalera de mampostería

Para este elemento el daño se clasifica de la siguiente manera.

- A. Ningún daño o daño despreciable.
- B. Lesiones menores a 1mm, con fisuras de la mampostería tipos 2, 4,6 y 8 (similares a grietas de paneles verticales), menores a 2mm.
- C. Lesiones entre 2 y 4mm, síntomas de aplastamientos con fisuras tipos 2, 4,6 y 8.
- D. Lesiones entre 4 y 10mm, con aplastamientos considerables y fisuras tipos 2, 4, 7,8 y 9.
- E. Situación mas grave a las descritas anteriormente. Colapso parcial.
- F. Destrucción total.

Determinación del índice de daño de la estructura.

El procedimiento para la evaluar el índice de daño global de la estructura que se adoptará es en el cual se determinar el nivel de daño de los elementos del sistema de resistencia vertical. Así una vez calificado los grados de daño en dichos elementos en la escala de A-F es posible relacionar el grado de daño y el índice de daño global de la estructura, como la descrita en la tabla siguiente.

Tabla A.1 Escala de daño global por sismo (GNDT, 1990)

Grado de daño	Descripción cualitativa	Índice de daño global
A	Ningún daño o daño reparable	0%
B	Daño leve	10%
C	Daño medio	25%
D	Daño grave	50%
E	Daño muy grave	75%
F	Destrucción total	100%

A.2 FORMULARIO DE SEGUNDO NIVEL: LEVANTAMIENTO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD

1. Organización del sistema resistente.

Con este parámetro se evalúa el grado de organización de los elementos verticales prescindiendo del tipo de material. El elemento significativo es la presencia y la eficiencia de la conexión entre las paredes ortogonales con tal de asegurar el comportamiento en “cajón” de la estructura. Se reporta una de las clases.

- Edificio construido de acuerdo con las recomendaciones de la norma Española para la construcción sismo-resistente, específicamente del apartado 4.1 de dicha norma. .
- Edificio que presenta, en todas las plantas, conexiones realizadas mediante vigas de amarre o de adaraja en los muros, capaces de transmitir acciones cortantes verticales.
- Edificio que, por no presentar vigas de amarre en todas las plantas, está constituido únicamente por paredes ortogonales bien ligadas.
- Edificio con paredes ortogonales no ligadas.

2. Calidad del sistema resistente.

Con este parámetro se determina el tipo de mampostería más frecuentemente utilizada, diferenciándolo, de modo cualitativo, su característica de resistencia con el fin de asegurar la eficiencia del comportamiento en “cajón” de la estructura. La atribución de un edificio a una de las cuatro clases se efectúa en función de dos factores: Por un lado, del tipo de material y de la forma de los elementos que constituyen la mampostería. Por otro lado, de la homogeneidad del materia y de las pieza, por toda la extensión del muro. Se reporta una de las clases.

- A. Mampostería en ladrillo o bloques prefabricados de buena calidad. Mampostería en piedra bien cortada, con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro. Presencia de ligamento entre las piezas.
- B. Mampostería en ladrillo, bloques o piedra bien cortada, con piezas bien ligadas más no muy homogéneas en toda la extensión del muro.
- C. Mampostería en piedra mal cortada y con piezas no homogéneas, pero bien trabadas, en toda la extensión del muro. Ladrillos de baja calidad y privados de ligamento.
- D. Mampostería en piedra irregular mal trabada o ladrillo de baja calidad, con la inclusión de guijarros y con piezas no homogéneas o privadas de ligamento.

3. Resistencia convencional

Con la hipótesis de un perfecto comportamiento “cajon” de la estructura, la evaluación de la resistencia de un edificio de mampostería puede ser calculada con razonable confiabilidad el procedimiento utilizado requiere del levantamiento de los datos.

N= Numero de pisos.

At = Área total cubierta (m²).

A_x, A_y = Áreas total de los muros resistentes en el sentido “x” e “y” respectivamente (m²). El área resistente de los muros inclinados. Un ángulo θ diferente de cero, respecto a la dirección considerada se debe multiplicar por $(\text{Cos}(\theta))^2$.

τ_k = Resistencia a cortante característica del tipo de mampostería (Ton/m²).

En el caso de que la mampostería se componga de diferentes materiales el valor de τ_k se determina como un promedio ponderado de los valores de resistencia a cortante, para cada uno de los materiales τ_i utilizando como factor de peso el porcentaje relativo en área **A_i** de cada uno de ellos.

$$\tau_k = \frac{\sum \tau_i * A_i}{\sum A_i} \quad (\text{A.1})$$

h = altura media de los pisos (m).

P_m = Peso específico de la mampostería (Ton/m³).

P_s = Peso por unidad de área del diafragma (Ton/m²),

4. Posición del edificio y de la cimentación

Con este parámetro se evalúa hasta donde es posible por una simple por medio de una simple inspección visual, la influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio para ello se tiene en cuenta algunos aspectos, tales como: La consistencia y la pendiente del terreno la eventual, ubicación de la cimentación a diferente cota y la presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén se reporta una de las clases.

- Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- Edificio cimentado sobre roca con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 10% y un 20%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 20% y un 30% o sobre terreno rocoso con pendiente comprendida entre un 30% y un 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente mayor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente mayor al 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a 1 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. .

5. Diafragmas Horizontales

La calidad de los diafragmas tiene una notable importancia para garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales. Se reporta una de las clases.

- Edificio con diafragmas, de cualquier naturaleza, que satisfacen las condiciones:
 4. Ausencia de planos a desnivel.
 5. La deformabilidad del diafragma es despreciable
 6. La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.
- Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con la condición 1.

- Edificio con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen con las condiciones 1 y 2.
- Edificio cuyos diafragmas no cumplen ninguna de las tres condiciones.

6. Configuración en planta

El comportamiento sísmico de un edificio depende de la forma en planta del mismo en el caso de edificios rectangulares es significativa la relación $\beta_1 = a/L$ entre las dimensiones en planta del lado mayor y menor, también es necesaria tener en cuenta las protuberancias del cuerpo principal mediante la relación $\beta_2 = b/L$ en la siguiente figura se explica el significado de los dos valores que se deben reportar. Para lo cual se evalúa siempre el caso más desfavorable.

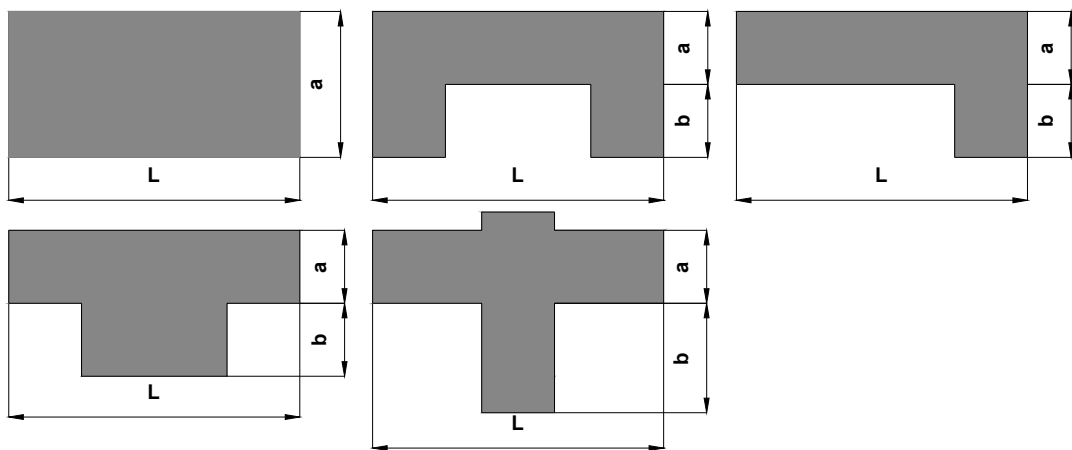


Figura A.3 Configuración en planta de la estructura

7. Configuración en elevación

En el caso de edificios de mampostería, sobre todo para los más antiguos, la principal causa de irregularidad está constituida por la presencia de porches y torretas. La presencia de porches se reporta como la relación porcentual entre el área en planta del mismo y la superficie total del piso. La presencia de torretas y masa significativas con respecto a la parte restante del edificio se reporta mediante la relación T/H. Tal como se indica en la siguiente figura no se deben tener en cuenta las torretas de modesta dimensión tales como chimeneas, escapes de ventilación, etc. También se reporta la variación de la masa en porcentaje $\pm \Delta M/M$ entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso mas bajo y utilizando en signo positivo si trata de aumento o si se trata de disminución de masa a si lo alto del edificio la anterior relación puede ser sustituidas por la variación de áreas respectivas $\pm \Delta A/A$. Evaluando en cualquiera de los dos caso el más desfavorable.

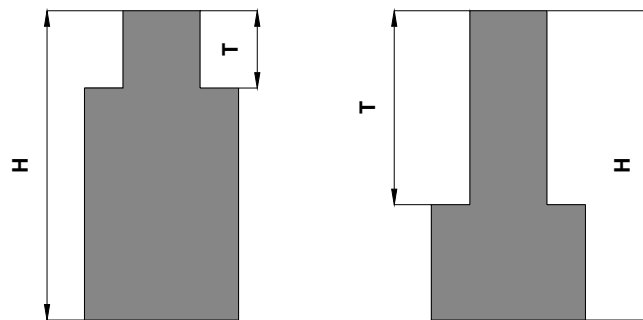


Figura A.4 Configuración en elevación de la estructura

8. Distancia máxima entre los muros

Con este parámetro se tiene en cuenta la presencia de muros maestros interceptados por muros transversales ubicados a distancia excesiva entre ellos. Se reporta el factor L/S donde L es el espaciamiento de los muros transversales y S el espesor del muro maestro, evaluado siendo el caso mas desfavorable.

9. Tipo de cubierta

Se tiene en cuenta con este parámetro, la capacidad del techo para resistir fuerza sísmica. Se reporta una de las clases.

- Edificio con cubierta estable y provista de viga cumbrera. Edificio con cubierta plana.
- Edificio con cubierta estable y bien conectada a los muros, pero sin viga cumbrera. Edificio con cubierta parcialmente estable y provista de viga cumbrera.
- Edificio con cubierta inestable, provista de viga cumbrera.
- Edificio con cubierta inestable, sin viga cumbrera.

10. Elementos no estructurales

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de parapetos, cornisas u otro elemento no estructural, que pueda causar daños a personas o cosas. Se trata de un parámetro secundario para fines de la evaluación de la vulnerabilidad por lo cual no se hace ninguna distinción entre las dos primeras clases. Se reporta una de las clases.

- Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas.
- Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas.
- Edificio con elementos de pequeña dimensión, mal vinculados a la pared.

- Edificio que presenta chimeneas o cualquier otro tipo de elemento en el techo, mal vinculado a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos, que pueden caer en caso de terremoto. Edificio con balcones contruidos posteriormente a la estructura principal y conectada a ésta de modo deficiente.

11. Estado de conservación

Se reporta una de las clases:

- A. Muros en buena condición, sin lesiones visibles.
- B. Muros que presentan lesiones capilares no extendidas, con excepción de los casos en los cuales dichas lesiones han sido producidas por terremotos.
- C. Muros con lesiones de tamaño medio entre 2 a 3 milímetros de ancho o con lesiones capilares producidas por sismos. Edificio que no presenta lesiones pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de la mampostería.
- D. Muros que presentan, un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes o, lesiones muy graves de más de 3 milímetros de ancho.

A.2.1 Cálculos requeridos por los parámetros de naturaleza cuantitativa

Los cálculos requeridos por los parámetros de naturaleza cuantitativa son básicamente de dos tipos: el primer tipo consiste en la aplicación de formulas matemáticas sencillas y el segundo tipo consiste en la toma de decisiones con base en condiciones lógicas. En seguida se explica estos dos tipos de cálculos requeridos por los parámetros 3, 6, 7 y 8.

3. Resistencia convencional

El coeficiente sísmico C , se define como el factor entre la fuerza horizontal resistente al pie del edificio dividido entre el peso del mismo y esta dado por la expresión.

$$C = \frac{a_o * \tau_k}{q * N} \sqrt{1 + \frac{q * N}{1.5 * a_o * \tau_k * (1 + \gamma)}} \quad (\text{A.2})$$

$$A = \min[Ax; Ay] \quad (\text{A.2.1})$$

$$B = \max[Ax; Ay] \quad (\text{A.2.2})$$

$$a_o = \frac{A}{At} \quad (\text{A.2.3})$$

$$\gamma = \frac{B}{A} \quad (\text{A.2.4})$$

$$q = \frac{(A + B) * h}{At} * P_m + P_s \quad (\text{A.2.5})$$

El valor de q representa el peso de un piso por unidad de área cubierta y es igual al peso de los muros más el peso del diafragma horizontal, asumiendo que no existen variaciones excesivas de masa entre los diferentes pisos del edificio.

Finalmente la distribución de este parámetro dentro de una de las cuatro clases A, B, C, D se hace por medio del factor $\alpha = C/Z$, en donde Z es un coeficiente sísmico de referencia que se toma como 0.4.

- A. Edificio con $\alpha \geq 1$
- B. Edificio con α entre 0.6 y 1
- C. Edificio con α entre 0.4 y 0.6
- D. Edificio con $\alpha < 0.4$

6. Configuración en planta

La asignación de este parámetro dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condiciones.

- A. Edificio con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$.
- B. Edificio con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$.
- C. Edificio con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$.
- D. Edificio con $0.4 > \beta_1$ ó $0.3 < \beta_2$.

7. Configuración en elevación

La asignación de este parámetro, dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condiciones.

- A. Edificio con $-\Delta M/M < \pm 10\%$.
- B. Superficie porche $< \pm 10\%$ ó $\pm 10\% \leq \Delta M/M < \pm 20\%$.
- C. Superficie Porche =10%-20% ó $-\Delta M/M > \pm 20\%$ ó $T/H < 2/3$.
- D. Superficie Porche $> \pm 20\%$ ó $\Delta M/M > 0$ ó $T/H > 2/3$.

8. Distancia máxima entre los muros.

La asignación de este parámetro, dentro de una de las cuatro clases, se realiza con base en las condiciones.

- A. Edificio con $L/S < 15$.
- B. Edificio con $15 \leq L/S < 18$.
- C. Edificio con $18 \leq L/S < 25$.
- D. Edificio con $L/S \geq 25$.

APENDICE B

B. METODOLOGÍA AIS

A continuación se ilustra los factores establecidos para la clasificación de la vulnerabilidad según la metodología AIS, ya sea baja, media o alta

1. Aspectos Geométricos

a) Irregularidad en planta de la edificación

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Forma geométrica regular y aproximadamente simétrica.
- II. Largo menor que 3 veces ancho.
- III. No tiene “entradas y salidas”, visto tanto en planta como en altura.

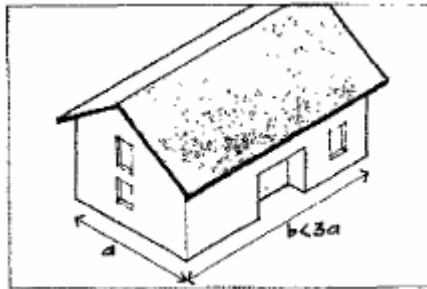


Figura B.1 Vulnerabilidad Baja: Irregularidad en planta

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. Presenta algunas irregularidades en planta o en altura no muy pronunciadas

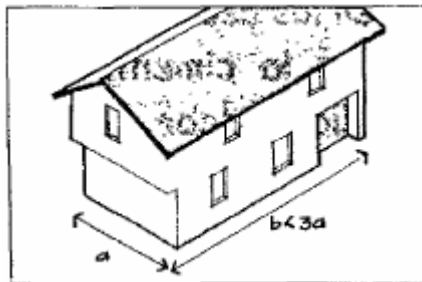


Figura B.2 Vulnerabilidad Media: Irregularidad en planta

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. El largo es mayor que 3 veces ancho.
- II. La forma es irregular, con entradas y salidas abruptas.

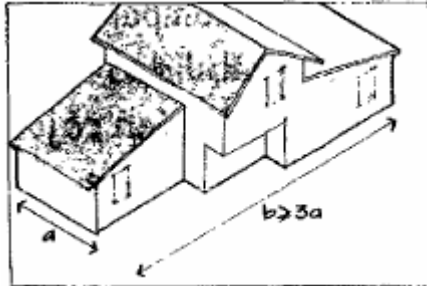


Figura B.3 Vulnerabilidad Alta: Irregularidad en planta

b) Cantidad de muros en las dos direcciones

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Existen muros estructurales en las dos direcciones principales de la vivienda y estos son confinados o reforzados.
- II. Hay una longitud totalizada de muros en cada una de las direcciones principales al menos igual al valor dado por:

$$L_o = \frac{(M_o * A_p)}{t} \tag{B.1}$$

Donde A_p =área en m^2 de la planta (si la cubierta es liviana, lámina, asbesto, cemento, A_p se puede multiplicar por 0.67). t = espesor de muros. M_o = coeficiente que se obtiene de Tabla B.1.

Tabla B.1 Valores A_o y M_o para zonas sísmicas

Zona sísmica	A_a	M_o
Alta	0.40	33
	0.35	30
	0.30	25
	0.25	21
Intermedia	0.20	17
	0.15	13
Baja	0.10	8
	0.05	4

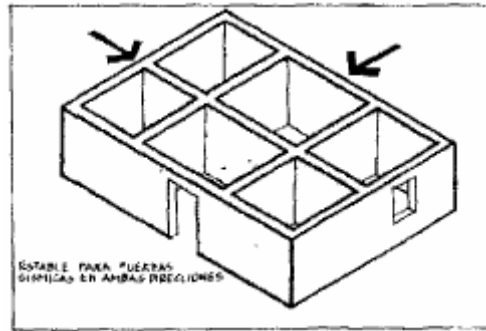


Figura B.4 Vulnerabilidad Baja: Cantidad de muros

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. La mayoría de los muros se concentran en una sola dirección aunque existen unos o varios en la otra dirección.
- II. La longitud de muros en la dirección de menor cantidad de muros es ligeramente inferior a la calculada con la fórmula anterior.

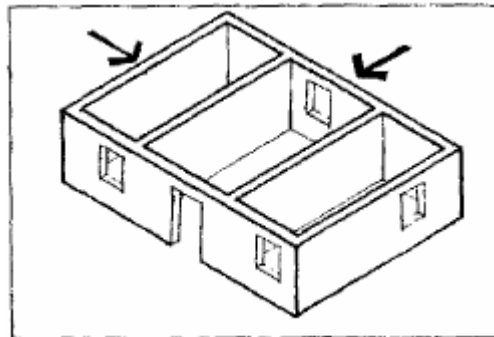


Figura B.5 Vulnerabilidad Media: Cantidad de muros

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. Más del 70% de los muros están en una sola dirección.
- II. Hay muy pocos muros confinados o reforzados.
- III. La longitud total de muros estructurales en cualquier dirección es mucho menor que la calculada con la ecuación anterior.

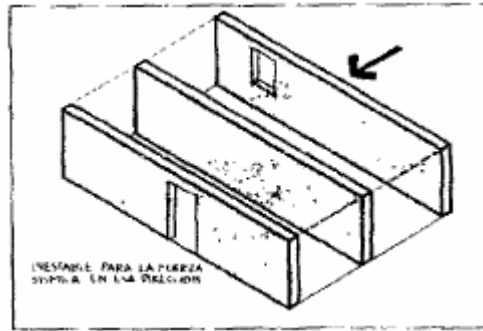


Figura B.6 Vulnerabilidad Alta: Cantidad de muros

c) Irregularidad en altura

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. La mayoría de los muros estructurales son continuos desde la cimentación hasta la cubierta.

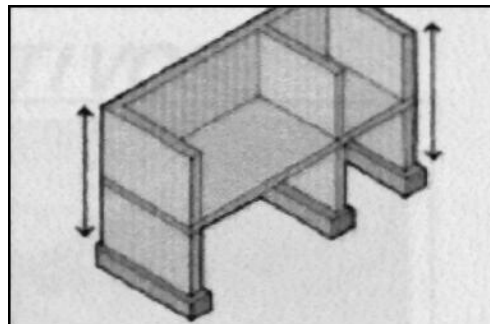


Figura B.7 Vulnerabilidad Baja: Irregularidad en altura

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. Algunos muros presentan discontinuidades desde la cimentación hasta la cubierta.

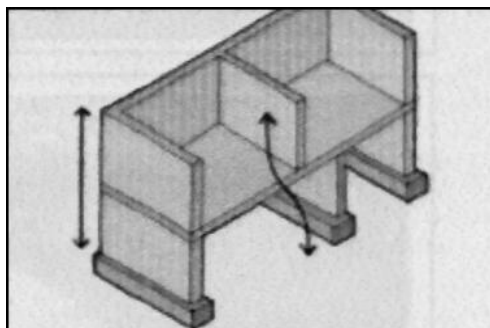


Figura B.8 Vulnerabilidad Media: Irregularidad en altura

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La mayoría de los muros no son continuos en altura desde su cimentación hasta la cubierta.
- II. Cambios de alineación en el sistema de muros en dirección vertical.
- III. Cambio de sistema de muros en pisos superiores a columnas en el piso inferior.

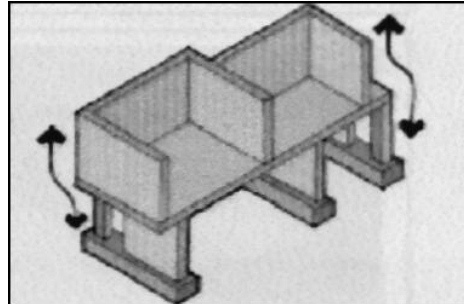


Figura B.9 Vulnerabilidad Alta: Irregularidad en altura

2. Aspectos Constructivos

a) Calidad de las juntas de pega de mortero

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. El espesor de la mayoría de las pegas está entre 0.7 y 1.3 cm.
- II. Las juntas son uniformes y continuas.
- III. Hay juntas de buena calidad vertical y horizontal rodeando cada unidad de mampostería.
- IV. El mortero es de buena calidad y presentan buena adherencia con la pieza de mampostería.

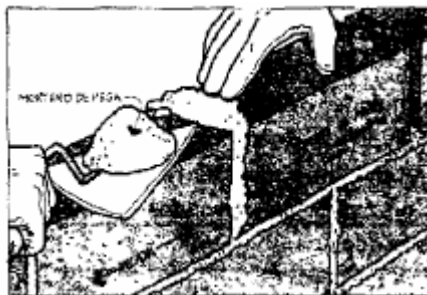


Figura B.10 Vulnerabilidad Baja: Calidad de las juntas.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. El espesor de la mayoría de las pegas es mayor a 1.3 cm o menor de 0.7 cm.
- II. Las juntas no son uniformes.
- III. No existen juntas verticales o son de mala calidad.

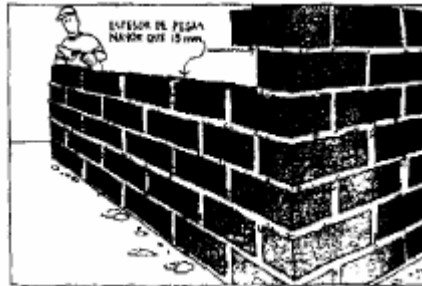


Figura B.11 Vulnerabilidad Media: Calidad de las juntas.

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La pega es muy pobre entre los bloques, casi inexistente.
- II. Poca regularidad en la alineación de las piezas.
- III. El mortero es de muy mala calidad o evidencia separación con las piezas de mampostería.
- IV. No existen juntas verticales y/o horizontales en zonas del muro.

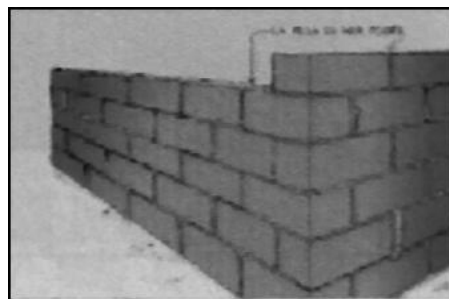


Figura B.12 Vulnerabilidad Alta: Calidad de las juntas.

b) Tipo y disposición de las unidades de mampostería.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Las unidades de mampostería están trabadas.

- II. Las unidades de mampostería son de buena calidad. No presentan agrietamientos importantes, no hay piezas deterioradas o rotas.
- III. Las piezas están colocadas de manera uniforme y continua hilada tras hilada.

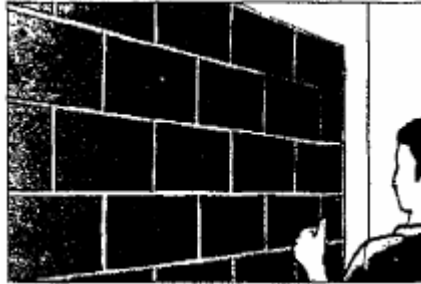


Figura B.13 Vulnerabilidad Baja: Unidades de mampostería

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. Algunas piezas están trabadas, mientras otras no lo están. Siendo la mayoría de la primera clase.
- II. Algunas piezas presentan agrietamiento o deterioro.
- III. Algunas piezas están colocadas de manera uniforme y continua hilada tras hilada.

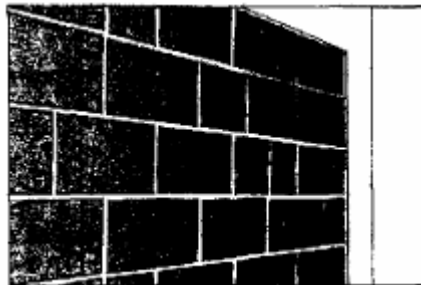


Figura B.14 Vulnerabilidad Media: Unidades de mampostería

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. Las unidades de mampostería no están trabadas (petaca).
- II. Las unidades de mampostería son de muy mala calidad. Se presentan agrietamientos importantes con piezas deterioradas o rotas.
- III. Las piezas no están colocadas de manera uniforme y continua hiladas tras hiladas.

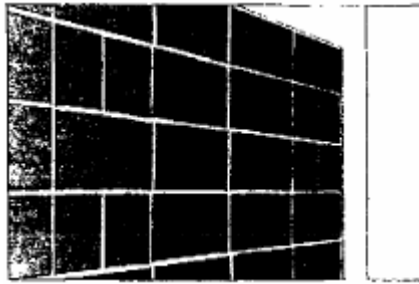


Figura B.15 Vulnerabilidad Alta: Unidades de mampostería

c) Calidad de los materiales.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. El mortero no se deja rayar o desmoronar con un clavo o herramienta metálica.
- II. El concreto tiene buen aspecto, sin hormigueros y el acero no está expuesto.
- III. En los elementos de confinamiento en concreto reforzado, hay estribos abundantes y por lo menos 3 a 4 barras No. 3 en sentido longitudinal.
- IV. El ladrillo es de buena calidad, no está muy fisurado, quebrado, ni despegado y resiste caídas de por lo menos 2 metros de alto sin desintegrarse ni deteriorarse en forma apreciable.



Figura B.16 Vulnerabilidad Baja: Calidad de los materiales

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. Se cumplen varios de los requisitos mencionados anteriormente.

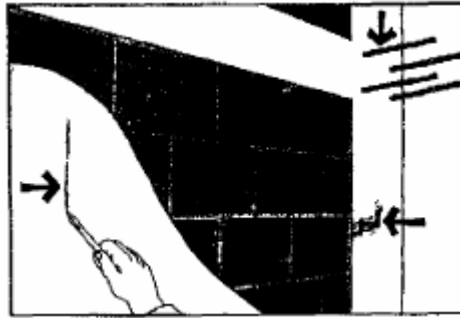


Figura B.17 Vulnerabilidad Media: Calidad de los materiales

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. No se cumplen más de dos requisitos de los mencionados anteriormente.

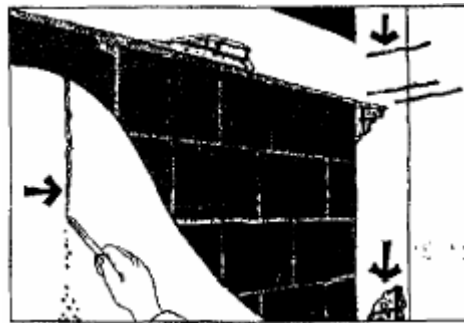


Figura B.18 Vulnerabilidad Alta: Calidad de los materiales

3. Aspectos estructurales

a) Muros confinados y reforzados

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Todos los muros de mampostería de la vivienda están confinados con vigas y columnas de concreto reforzado alrededor de ellos.
- II. El espaciamiento máximo entre los elementos de confinamiento es del orden de 4 m o la altura entre pisos.
- III. Todos los elementos de confinamiento tienen refuerzo tanto longitudinal como transversal y está adecuadamente dispuesto.
- IV. Las culatas y antepechos también están confinadas.

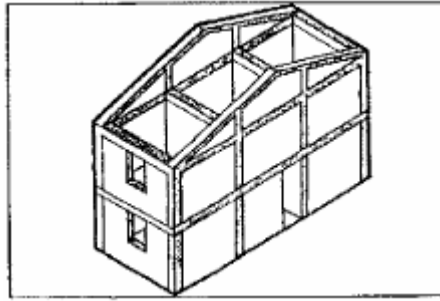


Figura B.19 Vulnerabilidad Baja: Tipo de muros

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. Algunos muros de la edificación no cumplen con los requisitos mencionados anteriormente.

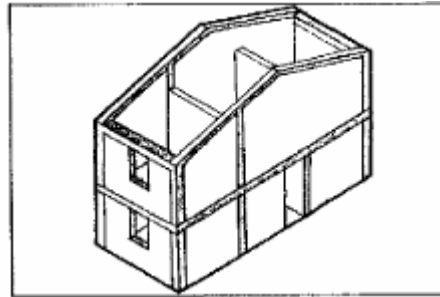


Figura B.20 Vulnerabilidad Media: Tipo de muros

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La mayoría de los muros de mampostería de la vivienda no tienen confinamiento mediante columnas y vigas de concreto reforzado.

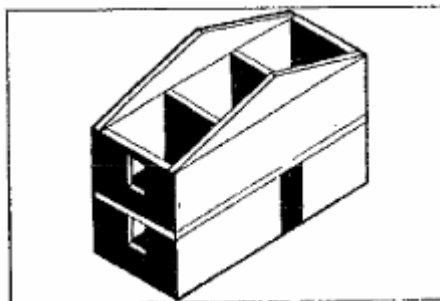


Figura B.21 Vulnerabilidad Alta: Tipo de muros

b) Detalles columnas y vigas de confinamiento

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Las columnas y vigas tienen más de 20 cm de espesor o más de 400 cm² de área transversal.
- II. Las columnas y vigas tienen al menos 4 barras No. 3 longitudinales y estribos espaciados a no más de 10 a 15 cm.
- III. Existe un buen contacto entre el muro de mampostería y los elementos de confinamiento.
- IV. El refuerzo longitudinal de las columnas y vigas debe estar adecuadamente anclado en sus extremos y a los elementos de la cimentación.

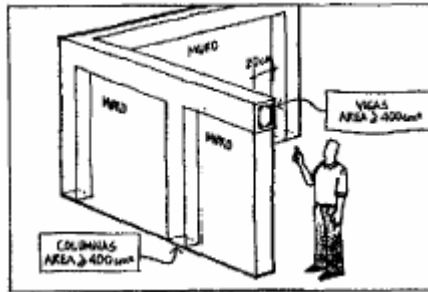


Figura B.22 Vulnerabilidad Baja: Columnas y vigas de confinamiento.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. No todas las columnas y vigas cumplen con los requisitos anteriores.

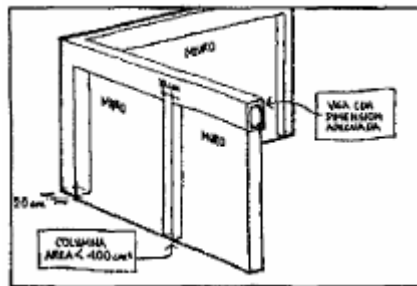


Figura B. 23 Vulnerabilidad Media: Columnas y vigas de confinamiento.

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La mayoría de las columnas y vigas de confinamiento no cumplen con los requisitos establecidos anteriormente.

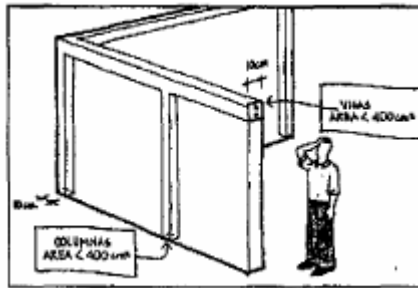


Figura B.24 Vulnerabilidad Alta: Columnas y vigas de confinamiento.

c) Vigas de amarre o corona.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Existen vigas de amarre o de corona en concreto reforzado en todos los muros, parapetos, fachadas y culatas en mampostería.

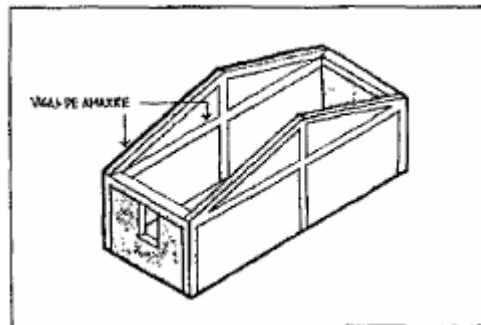


Figura B.25 Vulnerabilidad Baja: Vigas de amarre o corona

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. No todos los muros o elementos de mampostería disponen de vigas de amarre o de corona.

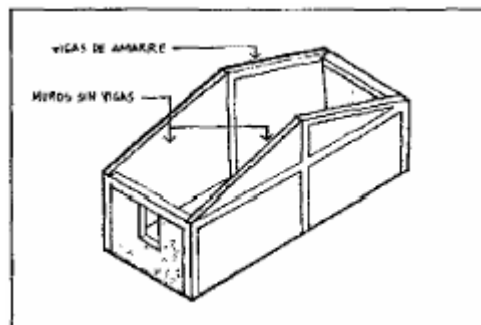


Figura B.26 Vulnerabilidad Media: Vigas de amarre o corona

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La vivienda no dispone de vigas de amarre o corona en los muros o elementos de mampostería.

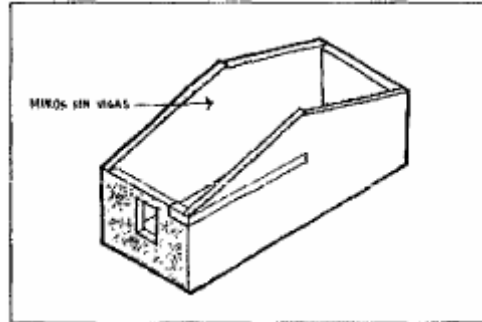


Figura B.27 Vulnerabilidad Alta: Vigas de amarre o corona

d) **Características de las aberturas.**

- **Vulnerabilidad Baja.**

- II. Las aberturas en los muros estructurales totalizan menos del 35% del área total del muro.
- III. La longitud total de aberturas en el muro corresponde a menos de la mitad de la longitud total del muro.
- IV. Existe una distancia desde el borde del muro hasta la abertura adyacente igual a la altura de la misma o 50 cm., la que sea mayor.



Figura B.28 Vulnerabilidad Baja: Característica de las aberturas

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. No se cumplen algunos de los anteriores requisitos en algunos de los muros de la vivienda.

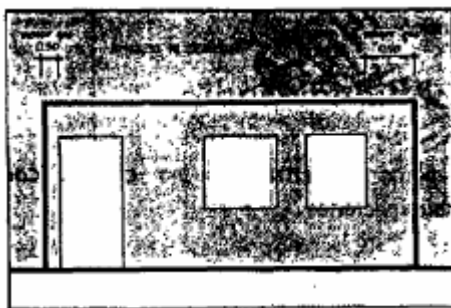


Figura B.29 Vulnerabilidad Media: Característica de las aberturas

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. Muy pocos o ningún muro estructural de la vivienda cumple con los requisitos anteriores.

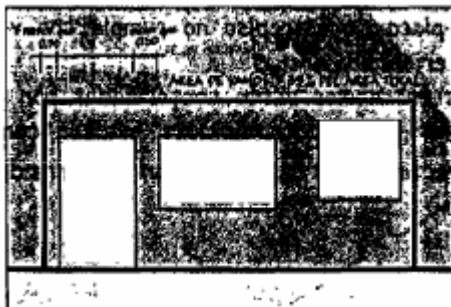


Figura B.30 Vulnerabilidad Alta: Característica de las aberturas.

e) Entrepiso.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. El entrepiso está conformado por placas de concreto fundidas en el sitio o placas prefabricadas que funcionan de manera monolítica.
- II. La placa de entrepiso se apoya de manera adecuada a los muros de soporte y proporciona continuidad y monolitismo.
- III. La placa de entrepiso es continua, monolítica y uniforme en relación con los materiales que lo componen.

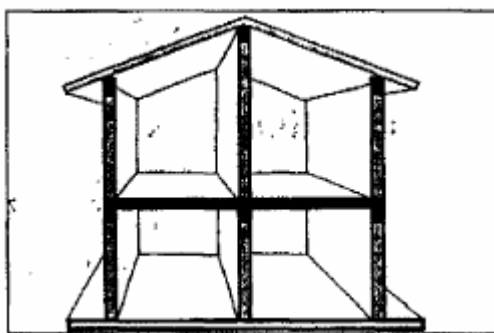


Figura B.31 Vulnerabilidad Baja: Entrepiso.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. La placa de entrepiso no cumple con alguna de las anteriores consideraciones.

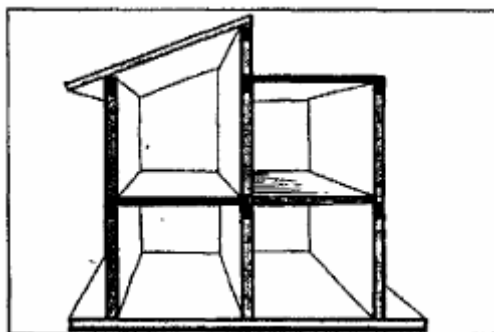


Figura B.32 Vulnerabilidad Media: Entrepiso.

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La placa de entrepiso no cumple con varias de las consideraciones anteriores.
- II. Los entrepisos están conformados por madera o combinaciones de materiales (guadua, mortero, madera, concreto) y no proporcionan las características de continuidad y amarre deseados.

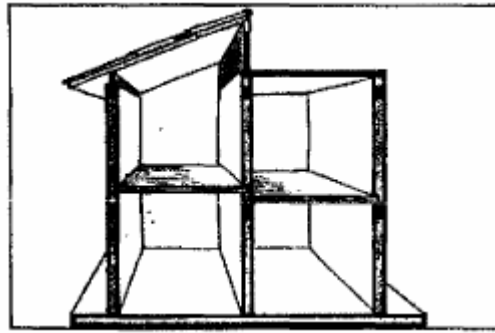


Figura B.33 Vulnerabilidad Alta: Entrepiso.

f) Amarre de cubiertas.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. Existen tornillos, alambres o conexiones similares que amarran el techo a los muros.
- II. Hay arriostramiento de las vigas y la distancia entre vigas no es muy grande.
- III. La cubierta es liviana y está debidamente amarrada y apoyada a la estructura de cubierta.

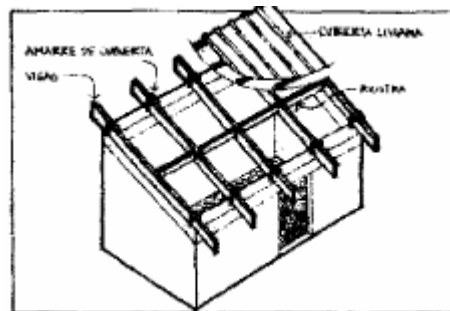


Figura B.34 Vulnerabilidad Baja: Amarre de cubiertas.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. Algunos de los anteriores requisitos se cumplen.

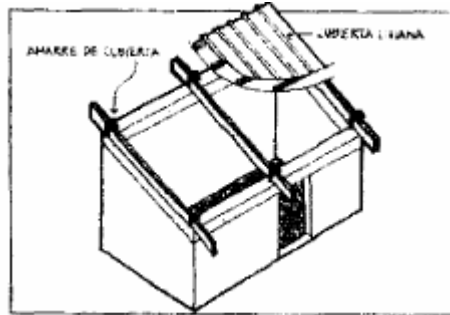


Figura B.35 Vulnerabilidad Media: Amarre de cubiertas

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La mayoría de los requisitos mencionados anteriormente no se cumplen.
- II. La cubierta es pesada y no está debidamente soportada o arriostrada.

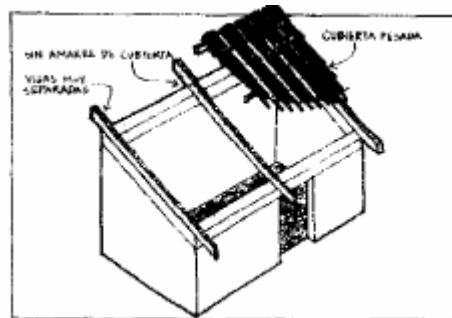


Figura B.36 Vulnerabilidad Alta: Amarre de cubiertas.

4. Cimentación.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. La cimentación está conformada por vigas corridas en concreto reforzado bajo los muros estructurales.
- II. Las vigas de cimentación conforman anillos amarrados.
- III. Las vigas de cimentación en concreto reforzado cumplen con un espesor mayor al muro que va a recibir y con una altura que no debe ser inferior a 20 cm. Su armadura o canasta debe estar integrada por 4 varillas longitudinales de un diámetro mínimo de 3/8 de pulgada y debe contar con estribos de

diámetro de $\frac{1}{4}$ de pulgada separados 20cm entre si. Si el suelo es blando la viga de cimentación debe contar con un cimiento de concreto ciclópeo con una altura y ancho mínimo de 30cm.

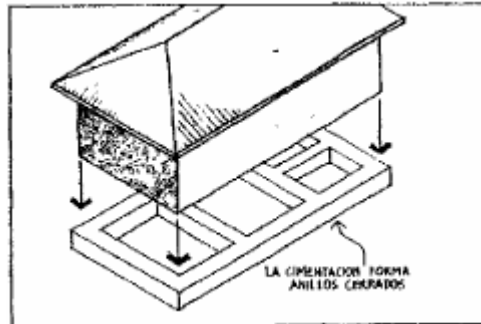


Figura B.37 Vulnerabilidad Baja: Cimentación.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. La cimentación no está debidamente amarrada.
- II. No se cumplen algunos de los requerimientos anteriores.

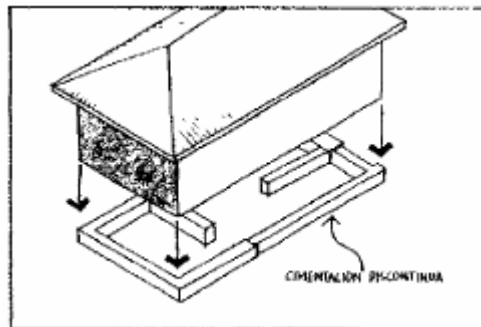


Figura B.38 Vulnerabilidad Media: Cimentación.

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La edificación no cuenta con una cimentación adecuada de acuerdo con los requerimientos anteriores.

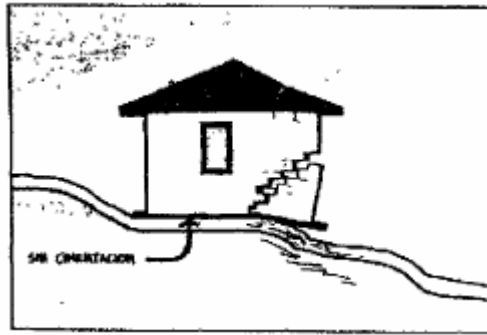


Figura B.39 Vulnerabilidad Alta: Cimentación.

5. Suelos.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. El suelo de la fundación es duro. Esto se puede saber cuando alrededor de la edificación no existen hundimientos, cuando no se evidencian árboles o postes inclinados, no se siente vibración cuando pasa un vehículo pesado cerca de la vivienda o cuando en general las viviendas no presentan agrietamientos o daños generalizados, especialmente grietas en los pisos o hundimientos y desniveles en el mismo.

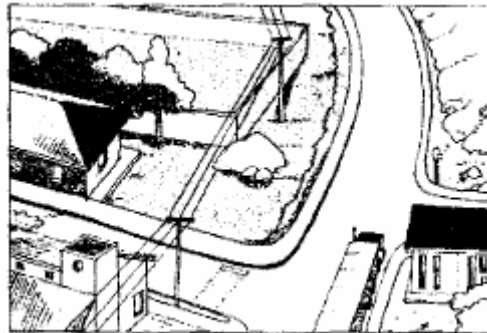


Figura B.40 Vulnerabilidad Baja: Suelos.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. El suelo de la fundación es de mediana resistencia. Se puede presentar en general algunos hundimientos y vibraciones por el paso de vehículos pesados. Se puede identificar algunos daños generalizados en viviendas o manifestaciones de hundimientos pequeños



Figura B.41 Vulnerabilidad Media: Suelos.

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. El suelo de la fundación es blando o es arena suelta. Se sabe por el hundimiento en las zonas vecinas, se tiene vibración al paso de vehículos pesados y la vivienda ha presentado asentamientos considerables en el tiempo de construcción. La mayoría de las viviendas de la zona presentan agrietamientos y/o hundimientos.



Figura B.42 Vulnerabilidad Alta: Suelos.

6. Entorno.

- **Vulnerabilidad Baja.**

- I. La topografía donde se encuentra la vivienda es plano o muy poco inclinada.

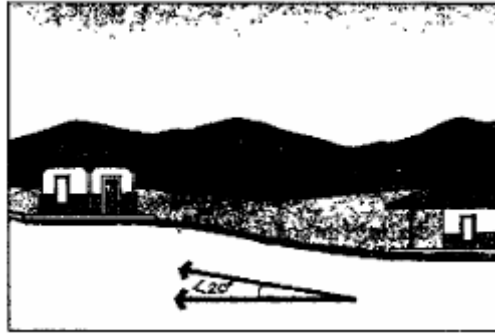


Figura B.43 Vulnerabilidad Baja: Entorno.

- **Vulnerabilidad Media.**

- I. La topografía donde se encuentra la casa tiene un ángulo entre 20 a 30 grados de inclinación con la horizontal.

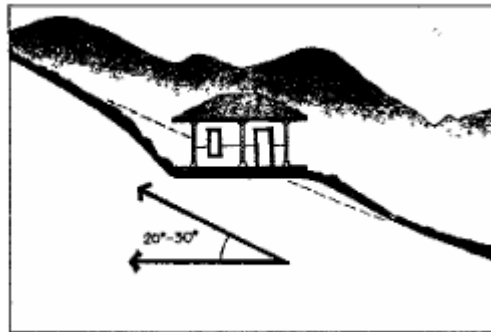


Figura B.44 Vulnerabilidad Media: Entorno.

- **Vulnerabilidad Alta.**

- I. La vivienda se encuentra localizada en pendientes con una inclinación mayor de 30 grados con la horizontal.

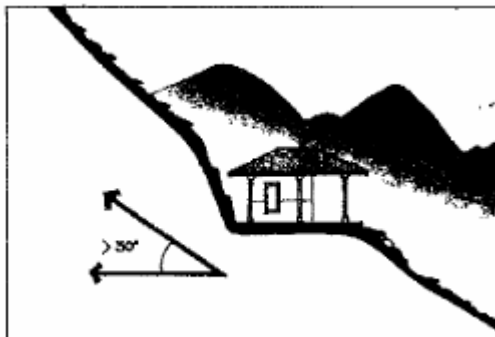


Figura B.45 Vulnerabilidad Alta: Entorno.

APENDICE C

C. METODO JAPONES

1. Cálculo del factor E_o

Para el cálculo de E_o se considera todos los elementos o subestructura vertical que forme parte del sistema resistente, clasificándolos en los siguientes 5 grupos:

- I. Columnas cortas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D , entre la altura libre (h_o) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2.
- II. Columnas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D es mayor que 2.
- III. Muros de hormigón armado. Son los elementos de hormigón armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.
- IV. Muros de relleno de mampostería.
- V. Muros de mampostería armada o muros de mampostería confinada con elementos esbeltos de hormigón armado, pilares y cadenas.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la cimentación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso como son: parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente. Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos, como por ejemplo las columnas cortas y los muros de mampostería de

relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos. El factor E_o se calcula con la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * \{ \alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F \quad (\text{C.1})$$

Donde:

α_i = es un factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación que alcanzan los elementos que controlan el comportamiento sísmico. Los valores de este factor se pueden obtener de la Tabla C.1.

n_p = número de pisos del edificio.

i : nivel que se evalúa

C_{mar} = índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de mampostería

C_{sc} = índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de hormigón armado.

C_a = índice de resistencia proporcionada por los muros de mampostería no reforzada ó parcialmente confinada.

C_{ma} = índice de resistencia proporcionada por los muros de mampostería confinada.

C_w = índice de resistencia proporcionada por los muros de hormigón armado.

C_c = índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado.

F = índice de ductilidad asociado a los elementos verticales. $F=1.0$, si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero; $F=0.8$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son distintos de cero.

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de F es igual a 1,0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

El término $(n_p+1) / (n_p+i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio sobre el nivel considerado.

Tabla C.1 Valores de los α_1 , α_2 , α_3 .

TIPO	α_1	α_2	α_3	MODO DE FALLA
A	1.0	0.7	0.5	Muros de rellenos de albañilería o columnas cortas o muros de albañilería no reforzada y parcialmente confinada o muros de albañilería confinada controlan la falla
B	0.0	1.0	0.7	Muros de hormigón armado controlan la falla.
C	0.0	0.0	1.0	Columnas de hormigón armado controlan la falla

Las ecuaciones de las variables de **Eo** son las siguientes:

$$C_{mar} = \frac{0,6 * 0,85 * \tau_o * \sum A_{mar}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (C.1.2)$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{200} * \frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (C.1.3)$$

$$C_{mar} = \frac{0,6 * (0,45 * \tau_o + 0,25 * \sigma_o) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (C.1.4)$$

$$C_a = C_{ma} \quad (C.1.5)$$

$$C_w = \frac{f_c}{200} * \frac{30 * \sum A_{m1} + 20 * \sum A_{m2} + 12 * \sum A_{m3} + 10 * \sum A_{m4}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j} \quad (C.1.6)$$

Donde:

F_c = Resistencia del concreto.

$\sum A_{mar}$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.

$\sum A_{Sc}$ = Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.

$\sum A_{ma}$ = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.

$\sum A_{m1}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (HIL) del muro mayor que 2.

$\sum A_{m2}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima.

$\sum A_{m3}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima.

$\sum A_{m4}$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2.

$\sum A_{c1}$ = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado¹¹ donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

$\sum A_{c2}$ = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado¹⁰ donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.

w_j = Peso del piso j.

τ_o = Resistencia básica de corte de la mampostería.

σ_o = Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

L = Largo del muro

H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 mts. o altura libre del muro si L es menor que 3 mts.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm^2 , las resistencias y tensiones en kgf/cm^2 y los pesos en kgf . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm^2 .

2. Cálculo del factor S_D

G_i y R_i se obtienen de la tabla siguiente.

Tabla C.2 Valores G_i y R_i

ITEMS (q_i)	G _i			R _i
	1.0	0.9	0.8	
1.Regularidad	Regular(a_1)	Mediano(a_2)	Irregular(a_3)	1.0
2.Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3. Contratación de planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c \leq 0,8$	$c < 0,5$	0.5
4.Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0,1$	$0,1 < R_{ap} \leq 0,3$	$0,3 < R_{ap}$	0.5
5.Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 = 0,4$ $f_2 = 0,1$	$f_1 \leq 0,4$ $0,1 < f_2 \leq 0,3$	$0,4 < f_1$ $0,3 < f_2$	0.25
6. Subterráneo	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 \leq R_{as} < 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1.0
7.Junta de dilatación	$0,01 \leq s$	$0,005 \leq s < 0,01$	$s < 0,005$	0.5
8. Uniformidad de altura de piso	$0,8 \leq R_h$	$0,7 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0.5

Descripción de las características:

1.0 Regularidad a_i

a_1 = La planta es simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que $l/b \geq 0,5$.

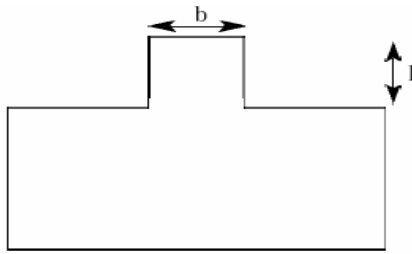


Figura C.1 Regularidad ai

a2 = La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30% del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a3 = La planta es más irregular que el caso **a2** , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

2. Relación largo - ancho, B:

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta. En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como $2 \cdot l$, para l indicado en la

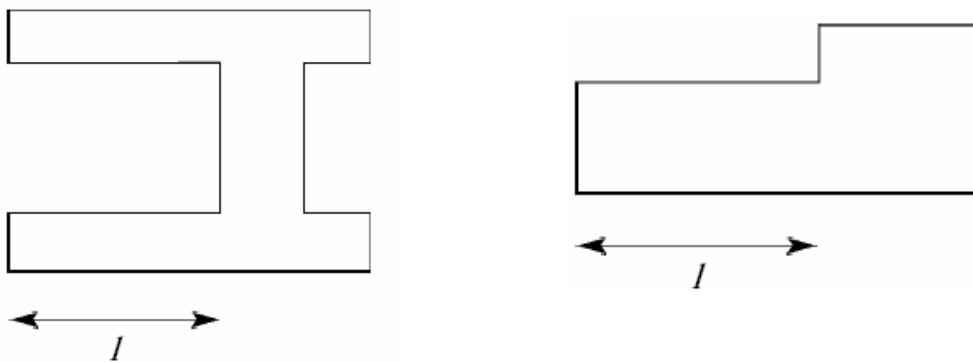


Figura C.2 Relación largo – Ancho,B

4. Atrio o patio interior, Rap

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de hormigón armado no se considera en este análisis.

5. Excentricidad de atrio o patio interior, f:

f1: Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud menor de la planta. **f2:** Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

6. Subterráneo, Ras:

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

7. Junta de dilatación, s:

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación. Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

8. Uniformidad de altura de piso, Rh:

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

3. Cálculo del factor T

Tabla C.3 Deformación Permanente (T1)

Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0.9
Visible deformación de vigas o columnas	0.9
No presenta signos de deformación	1.0

Tabla C.4 Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)

Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0.8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Grietas visibles en muros	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9
Nada de lo anterior	1.0

Tabla C.5 Incendios (T3)

Característica	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8
No ha experimentado incendio	1.0

Tabla C.6 Uso del cuerpo o bloque (T4)

Característica	T4
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0

Tabla C.7 Tipo de daño estructural (T5).

Característica	T5
Daño estructural grave	0.8
Daño estructural fuerte	0.9
Daño estructural ligero o no estructural	1.0

El criterio de la clasificación del daño asociado al sismo es como se muestra a continuación.

Tabla C.8 Clasificación de los daños causados por sismos

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
No estructural	Daños únicamente en elementos no Estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0,5 a 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de hormigón armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1 % de su altura. Asentamiento de más de 20cm.

APENDICE D

D. NEHRP FEMA 178/JUNIO 1992 - EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES

D.1 INSTRUCCIONES DE EVALUACION PARA EDIFICACIONES TIPO 15 MUROS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA

1. INSTRUCCIONES DE EVALUACION PARA EL SISTEMA BASICO DE LA EDIFICACION.

a) SISTEMA DE LA EDIFICACION.

- **Recorrido de la carga.** La estructura contiene un completo recorrido de carga para los efectos de la fuerza sísmica, en cualquier dirección horizontal que transfiera la fuerza inercial de la masa a la fundación. (Falso, Verdadero).
- **Redundancia.** La estructura permanecerá lateralmente estable después de la falla de uno de sus elementos (Falso, Verdadero).

b) CONFIGURACION.

- **Piso débil.** Una observación visual o un rápido chequeo indica que no hay discontinuidades de resistencia en ninguno de los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerza lateral. La resistencia de un piso en cualquier piso, no es menor que el 80% de la resistencia de el piso de encima (Falso, Verdadero).
- **Piso suave.** Una observación visual o un rápido chequeo indica que no hay discontinuidades de rigidez en ninguno de los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerza lateral. La rigidez lateral de un piso no es menor que el 70% que la

rigidez del piso de encima o menor que el 80% del promedio de rigidez de los 3 pisos de encima (__Falso, __Verdadero).

- **Geometría.** No existe una significativa geometría irregular. No existe retroceso (No hay cambios en la dimensión horizontal de el sistema resistente a fuerza lateral de mas del 30% en un piso relativo a los pisos adyacentes) (__Falso, __Verdadero).
- **Masa.** No hay significantes irregularidades de masa. No hay un cambio de masa efectiva de más de 50% de un piso al próximo. Excluyendo los tejados (__Falso, __Verdadero).
- **Discontinuidad vertical.** Todos los muros son continuos hasta la fundación (__Falso, __Verdadero).
- **Torsión.** Los elementos resistentes a fuerza lateral forman un buen balance en el sistema que no esta sujeto a una significativa torsión. Una torsión significativa puede ser tomada como una condición cuando la distancia entre el centro de rigidez del piso y el centro de masa es mayor que el 20% del ancho o la mayor dimensión (__Falso, __Verdadero).

c) EDIFICIOS ADYACENTES.

- **Edificios adyacentes.** No existen estructuras inmediatamente adyacentes que estén a menos de la mitad del alto del edificio o pisos que no están a la misma altura de los pisos de edificios a evaluar. Una estructura vecina es considerada “inmediatamente adyacente” si esta una distancia de 2 pulgadas por piso lejos de la estructura en evaluación (__Falso, __Verdadero).

d) MATERIALES Y CONDICION.

- **Unidades de Mampostería.** No hay un deterioro a lo largo de las unidades de mampostería.

- **Uniones de mampostería.** El mortero no puedes ser fácilmente raspado fuera de las uniones con una herramienta de metal, y no hay significantes áreas corroídas de mortero.

2. INSTRUCCIONES DE EVALUACION PARA EL SISTEMA VERTICAL RESISTENTE A FUERZA LATERAL.

a) Muros de mampostería.

- **Chequeo de la resistencia al cortante.** La edificación satisface el rápido chequeo de muros a cortante de mampostería no reforzada planteado en la sección 5.4.1 (FEMA 178). (Falso, Verdadero).
- **Proporción.** En áreas de alta sismicidad (**A_a** mayor o igual que 0.2), la relación altura espesor de los paneles de mampostería es la siguiente. (Falso, Verdadero).

- **Edificaciones de un piso.** $\frac{h_w}{t} \leq 14$

- **Edificación de múltiples pisos.**

- **Piso de arriba** $\frac{h_w}{t} \leq 9$

- **Otros pisos** $\frac{h_w}{t} \leq 20$

b) Diafragma.

- **Irregularidad en planta.** Hay significativa capacidad de tensionamiento en las esquinas entrantes o en otras localizaciones de la irregularidad en planta. (Falso, Verdadero).
- **Refuerzo en las aberturas.** Hay refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma que son mayores del 50% del ancho de

la edificación o mayor que cualquier dimensión en planta. (___Falso, ___Verdadero).

- **Relación Luz/Espesor.** Si la relación Luz/Espesor de diafragmas de madera son mayores que 3 a 1, hay muros no estructurales conectados en todo el diafragma en todos los niveles a menos de 40 pies de espaciamiento. (___Falso, ___Verdadero).
- **Cubierta.** Ninguno de los diafragmas consiste en cubiertas rectas o tienen una relación Luz/Espesor mayor que 2 a 1.

c) Conexiones.

- **Fijación de los muros de mampostería.** Las conexiones ancladas de los muros son anclas de acero o correas que están desarrolladas dentro del diafragma.
- **Espaciamiento de anclaje.** Los anclajes de los pisos y el sistema de techo de los muros exteriores son espaciados a 4 pies o una distancia menor.