



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Título del proyecto:

**“DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
LAS VIVIENDAS EXISTENTES EN LOS BARRIOS LIRIBAMBA Y
CRUZADA SOCIAL DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA”**

Autores:

Carlos Alfredo Inca Novillo
Washington Eduardo Morales Carranza

Director: Ing. Diego Barahona

Riobamba – Ecuador

2014

Los miembros del tribunal de graduación del proyecto de investigación de título “DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS EXISTENTES EN LOS BARRIOS LIRIBAMBA Y CRUZADA SOCIAL DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA” presentado por: **Carlos Alfredo Inca Novillo, Washington Eduardo Morales Carranza** y dirigida por: Ingeniero **Diego Barahona**.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Ángel Paredes

Presidente del Tribunal


Firma

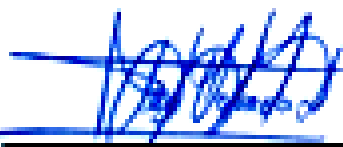
Ing. Diego Barahona

Director del Proyecto


Firma

Ing. Jorge Flores

Miembro del Tribunal


Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación corresponde exclusivamente a: Carlos Alfredo Inca Novillo, Washington Eduardo Morales Carranza e Ing. Diego Barahona; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo y el ICITS.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de Chimborazo por la formación profesional; a nuestro Director de Proyecto Ing. Diego Barahona, quien con su amplia experiencia como profesional y docente ha sido la guía idónea durante el proceso que ha conllevado el realizar este proyecto, puesto que nos ha brindado el tiempo y la información necesaria, para que este anhelo llegue a ser felizmente culminado.

DEDICATORIA

A mis padres Ramiro Inca y Graciela Novillo por estar a mi lado, brindarme su apoyo para seguir adelante, y por haberme ayudado con los recursos necesarios para poder estudiar y alcanzar esta nueva meta.

Finalmente mi dedicatoria estaría incompleta sino hiciera referencia a mi abuelita Elsa Alvarez quien siempre ha estado pendiente de mí, me ha brindado sus consejos, experiencias y la motivación para cumplir todo lo que me eh planteado.

Carlos Alfredo Inca Novillo.

DEDICATORIA

A Dios y todos mis ángeles, que junto a él con su amor me han cuidado en cada paso que eh dado.

A mi madre Mercedes Carranza por todo su esfuerzo y sacrificio por ver a sus hijos alcanzar todas las metas propuestas junto a ella.

A mis hermanos: Pato, que más que eso ha sido un padre, con su ejemplo y tenacidad me enseñó que ningún objetivo es imposible; y Sandra que junto a mi precioso sobrino llenan de alegría nuestro hogar.

Finalmente todos mis seres queridos que de diferente forma me apoyaron para culminar esta meta. En especial a Johana por su amor y compañía incondicional.

Washington Eduardo Morales Carranza

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS.....	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
RESUMEN.....	1
SUMMARY	1
INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO I.....	4
1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	4
1.1. ANTECEDENTES.....	4
1.1.1. Área de estudio.....	4
1.2. SISMOS.	5
1.2.1. Amenaza sísmica en Ecuador.....	5
1.2.2. Los sismos en Ecuador.....	6
1.2.2.1. Terremoto en Riobamba.....	7
1.3. VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	8
1.3.1. Clasificación de la vulnerabilidad sísmica.....	8
1.3.1.1. Vulnerabilidad sísmica estructural.....	9
1.3.1.2. Vulnerabilidad sísmica no estructural.....	10
1.3.1.3. Vulnerabilidad sísmica funcional.....	11
1.3.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	11
1.3.2.1. Técnicas directas.....	12
1.3.2.2. Técnicas indirectas.....	14
1.3.2.3. Técnicas convencionales.....	15
1.3.2.4. Técnicas híbridas.....	15
1.3.3. Cuantificación de la vulnerabilidad.....	15
1.3.3.1. Técnicas relativas.....	16
1.3.3.2. Técnicas absolutas.....	17
1.4. CONSTRUCCIÓN INFORMAL.....	17
1.4.1. Magnitud de la construcción informal.....	18
1.4.2. Razones de construcciones informales.....	18
1.5. VULNERABILIDAD FÍSICA DE EDIFICACIONES.....	20
1.5.1. Mal comportamiento sísmico.....	20
1.5.1.1. Razones fundamentales del mal comportamiento sísmico.....	20

1.5.2. Daños típicos y fallas.	27
1.5.3. Causas de daños en edificaciones construidas informalmente.....	28
1.6. MÉTODOS UTILIZADOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN VIVIENDAS.	29
1.6.1. Método Italiano.	29
1.6.1. Calificación de la vivienda según el Método Italiano.....	30
1.6.2. Método de Secretaria Nacional de Gestión de Riesgo (SNGR).....	31
1.6.3. Calificación de la vivienda según el método SNGR.....	34
1.6.4. Clasificación del suelo del área de estudio.	34
CAPITULO II	35
2. METODOLOGÍA DE ESTUDIO.....	35
2.1. TIPO DE ESTUDIO.	35
2.1.1. Métodos.....	35
2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	36
2.2.1. Población.....	36
2.2.2. Muestra.....	36
2.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.	37
2.4. PROCEDIMIENTOS	39
2.4.1. Ubicación y determinación del área de estudio.....	39
2.4.2. Socialización del estudio.....	40
2.4.3. Levantamiento planimétrico.....	41
2.4.4. Levantamiento de la información.....	42
2.4.4.1. Encuesta y autorización de visita técnica.....	43
2.4.4.2. Toma de datos geométricos y estructurales.	43
2.4.4.3. Realización del ensayo de esclerómetro.	46
2.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.	47
2.5.1. Contabilización de viviendas.	47
2.5.2. Elaboración de planos planimétricos.	48
2.5.3. Fichas de ubicación.....	48
2.5.4. Elaboración geometrías.....	48
2.5.5. Cálculo de la resistencia del hormigón.	49
2.5.6. Elaboración de planos estructurales.	50
2.5.7. Aplicación del Método Italiano, para determinar el índice de vulnerabilidad sísmica.....	51
2.5.7.1. Hoja CALIFICACIÓN.....	51
2.5.7.2. Hoja P1. Organización del sistema resistente.	52
2.5.7.3. Hoja 3: P2. Calidad del Sistema Resistente	56
2.5.7.4. Hoja P3. Resistencia convencional.	59

2.5.7.5.	Hoja P4. Posición del edificio y cimentación.	62
2.5.7.6.	Hoja P5. Losas.	63
2.5.7.7.	Hoja P6. Configuración en planta.	65
2.5.7.8.	Hoja P7. Configuración en elevación.....	69
2.5.7.9.	Hoja P8. Conexión elementos críticos.	71
2.5.7.10.	Hoja P9. Elementos con baja ductilidad.	72
2.5.7.11.	Hoja P10. Elementos no estructurales.....	74
2.5.7.12.	Hoja P11. Estado de conservación.	74
2.5.7.13.	Hoja ETABS.	75
2.5.8.	Aplicación del método SNGR, para determinar el índice de vulnerabilidad sísmica.....	76
2.5.8.1.	Sistema estructural.	76
2.5.8.2.	Tipo de material en paredes.	77
2.5.8.3.	Tipo de cubierta.....	77
2.5.8.4.	Sistema de entrepiso.....	78
2.5.8.5.	Número de pisos.....	78
2.5.8.6.	Año de construcción.....	79
2.5.8.7.	Estado de conservación.	79
2.5.8.8.	Características del suelo bajo la edificación.	80
2.5.8.9.	Topografía del sitio.	80
2.5.8.10.	Forma de la construcción.	81
2.5.9.	Elaboración de mapas temáticos.	82

CAPITULO III..... 83

3. RESULTADOS..... 83

3.1.	RESULTADOS OBTENIDOS POR PARÁMETRO – MÉTODO ITALIANO.....	84
3.1.1.	Barrio “Liribamba”.	84
3.1.1.1.	Organización del sistema resistente,	84
3.1.1.2.	Calidad del sistema resistente.	84
3.1.1.3.	Resistencia convencional.	85
3.1.1.4.	Posición del edificio y cimentación.	85
3.1.1.5.	Losas.	86
3.1.1.6.	Configuración en planta.	87
3.1.1.7.	Configuración en elevación.....	87
3.1.1.8.	Conexión en elementos críticos.	88
3.1.1.9.	Elementos de baja ductilidad.	88
3.1.1.10.	Elementos no estructurales.....	89
3.1.1.11.	Estado de conservación.	89

3.1.2. Barrio “Cruzada Social”.....	90
3.1.2.1. Organización del sistema resistente.	90
3.1.2.2. Calidad del sistema resistente	90
3.1.2.3. Resistencia convencional.	91
3.1.2.4. Posición del edificio y cimentación.	92
3.1.2.5. Losas.	92
3.1.2.6. Configuración en planta	93
3.1.2.7. Configuración en elevación.....	93
3.1.2.8. Conexión en elementos críticos.	94
3.1.2.9. Elementos de baja ductilidad.	94
3.1.2.10. Elementos no estructurales.....	95
3.1.2.11. Estado de conservación.	96
3.2. RESULTADOS OBTENIDOS POR PARÁMETRO – MÉTODO SNGR	97
3.2.1. Barrio “Liribamba”.	97
3.2.1.1. Sistema estructural.	97
3.2.1.2. Tipo de material en paredes.	97
3.2.1.3. Tipo de cubierta.....	98
3.2.1.4. Sistema de entrepiso.....	98
3.2.1.5. Número de pisos.....	99
3.2.1.6. Año de construcción.....	99
3.2.1.7. Estado de conservación.	99
3.2.1.8. Características del suelo bajo la edificación.	100
3.2.1.9. Topografía del sitio	100
3.2.1.10. Forma de la construcción.	100
3.2.2. Barrio “Cruzada Social”.....	101
3.2.2.1. Sistema estructural.	101
3.2.2.2. Tipo de material en paredes.	101
3.2.2.3. Tipo de cubierta.....	102
3.2.2.4. Sistema de entrepiso.....	102
3.2.2.5. Número de pisos.....	102
3.2.2.6. Año de construcción.....	103
3.2.2.7. Estado de conservación.	103
3.2.2.8. Características del suelo bajo la edificación.	103
3.2.2.9. Topografía del sitio.	104
3.2.2.10. Forma de la construcción.	104
3.3. RESULTADOS GENERALES.	104
3.3.1. Método Italiano barrio “Liribamba”.	104
3.3.1. Método Italiano barrio “Cruzada Social”.....	105
3.3.1. Método SNGR barrio “Liribamba”.	105

3.3.2. Método SNGR barrio “Cruzada Social”.	105
3.4. BASE DE DATOS	106
3.5. MAPAS TEMATICOS	106
CAPITULO IV	109
4. DISCUSIÓN	109
CAPITULO V	114
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	114
5.1. CONCLUSIONES	114
5.2. RECOMENDACIONES	115
CAPÍTULO VI	116
6. PROPUESTA	116
6.1. TÍTULO DE LA PROPUESTA.	116
6.2. INTRODUCCIÓN.	116
6.3. OBJETIVOS.	117
6.3.1. Objetivo general.	117
6.3.2. Objetivo específico.	117
6.4. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA-TÉCNICA.	117
6.4.1. Análisis estático no lineal Pushover.	117
6.4.2. Descripción del modelo de plasticidad para los elementos estructurales.	119
6.4.2.1. Estado inicial elástico de los elementos.	119
6.4.2.2. Modelo con variación de rigidez lineal.	119
6.4.2.3. Modelo con variación de rigidez en forma de curva.	120
6.4.2.4. Modelo con longitud de daño.	120
6.4.2.5. Modelo de daño concentrado en los extremos.	121
6.4.2.6. Relación momento curvatura.	121
6.4.2.7. Relación momento rotación.	123
6.5. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.	124
6.6. DESARROLLO DE LA PROPUESTA.	125
6.6.1. Configuración estructural (F-05-3P, LIRIBAMBA).	125
6.6.2. Sistema estructural.	126
6.6.3. Equivalencia de una losa alivianada a una losa maciza.	127
6.6.4. La carga viva.	127
6.6.5. Carga de pared.	128
6.6.6. Cálculo del espectro sísmico.	128

6.6.6.1.	Factor z en función de la zona sísmica.....	128
6.6.6.2.	Coeficiente del suelo S y coeficiente Cm dependiendo del tipo de suelo.	130
6.6.6.3.	Factor I relacionado a la importancia de la estructura.	131
6.6.6.4.	Coeficiente de la irregularidad en planta y en elevación.	132
6.6.6.5.	Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R.	133
6.6.6.6.	Periodo de vibración.	134
6.6.7.	Modelación de la estructura en el software de cálculo ETABS.....	138
6.6.7.1.	Propiedades del material.	141
6.6.7.2.	Secciones para columnas y vigas.	144
6.6.7.3.	Secciones de losa.....	149
6.6.7.4.	Casos para cargas estáticas.....	151
6.6.7.5.	Espectro de respuesta inelástico.....	155
6.6.7.6.	Caso para análisis dinámico por cargas de sismo método del espectro de diseño.	157
6.6.7.7.	Cálculo de la masa para el análisis dinámico por cargas de sismo.	159
6.6.7.8.	No incluir efectos de carga sísmica especiales.	161
6.6.7.9.	Asignación de las combinaciones de carga.....	162
6.6.7.10.	Dibujo del modelo.....	164
6.6.7.10.1.	Para dibujar columnas y vigas.....	164
6.6.7.10.2.	Dibujo de la losa.....	165
6.6.7.11.	Asignación de restricciones.....	167
6.6.7.12.	Asignación de cargas.....	168
6.6.7.13.	Asignación de brazos rígidos.	170
6.6.7.14.	Asignación de diafragmas rígidos.....	171
6.6.7.15.	Malla de elementos finitos.	172
6.6.7.16.	Configuración de las opciones de análisis.	174
6.6.7.17.	Análisis de la estructura.	177
6.6.8.	Rótula plástica.....	178
6.6.8.1.	Asignación de rótulas plásticas a las columnas por medio de ETABS.	178
6.6.8.2.	Asignación de rótulas plásticas a las vigas por medio de ETABS.....	180
6.6.9.	Pushover plano.....	180
6.6.9.1.	Fuerza laterales para Pushover.....	181
6.6.9.1.1.	Fuerzas laterales proporcionales a las cargas sísmicas estáticas SX y SY.	182
6.6.9.1.2.	Cargas respecto al primer modo fundamental.....	183
6.6.9.1.3.	Cargas con respecto al primer modo en ETABS.	183

6.6.9.1.4.	Cargas laterales, respecto a los modos superiores.	185
6.6.9.1.5.	Cargas laterales debido a la aceleración.....	186
6.6.9.2.	Efecto P- Δ	186
6.6.9.2.1.	Definición del efecto P- Δ EN ETABS.	187
6.6.9.3.	Curva de capacidad.	187
6.6.9.4.	Desplazamiento esperado.....	189
6.6.9.5.	Punto de fluencia del edificio.....	190
6.6.9.5.1.	Punto de fluencia por medio de las áreas iguales.....	190
6.6.10.	Pushover espacial.	191
6.6.10.1.	Modelo de cálculo.	192
6.6.11.	Método del espectro de capacidad.	194
6.6.12.	Espectro de demanda para los barrios Liribamba y Cruzada Social de la ciudad de Riobamba.	197
6.6.12.1.	Espectro de demanda para un sismo frecuente.	198
6.6.12.2.	Espectro de demanda para sismo ocasional.	199
6.6.12.3.	Espectro de demanda para el sismo de código (INEN CPE 5: 2001).	199
6.6.12.4.	Espectro de demanda para un sismo muy raro.....	199
6.6.13.	Espectro de demanda inelástico.	202
6.6.13.1.	Espectro de demanda inelástico por medio del factor de reducción.....	202
6.6.13.2.	Espectro de demanda inelástico, obtenido por el amortiguamiento viscoso equivalente para el rango no lineal.....	203
6.6.14.	Obtención del punto de demanda.....	204
6.6.15.	Comportamiento esperado de las edificaciones.	207
6.6.16.	Punto de fallo o de colapso de la estructura.....	208
6.6.16.1.	Asignación del punto de fallo en ETABS mediante el desplazamiento lateral máximo.....	209
6.7.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS.....	211
6.7.1.	Análisis de Pushover.....	211
6.7.2.	Obtención del punto de demanda mediante ETABS.	211
6.7.3.	Secuencia de degradación de los elementos estructurales.	216
6.7.4.	Resultado de análisis de los casos seleccionados.....	221
6.8.	DISEÑO ORGANIZACIONAL.	223
6.9.	MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.	224
CAPÍTULO VII.....		225
7. BIBLIOGRAFÍA.....		225

CAPÍTULO VIII.....	228
8. ANEXOS.....	228
8.1. ANEXO 1. Fichas de ubicación de los casos analizados para la propuesta	228
8.2. ANEXO 2. Esclerómetros de los casos analizados para la propuesta.	247
8.3. ANEXO 3. Planos de la geometría de viviendas que fueron analizadas dentro de La propuesta.	251
8.4. ANEXO 4. Índice de Vulnerabilidad Sísmica con El Método Italiano (Tabla de Resumen)	252
8.5. ANEXO 5. Índice De Vulnerabilidad Sísmica con el Método de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (Tabla De Resumen)	262
8.6. ANEXO 6. Mapa Temático “Método Italiano de los Barrios Liribamba y Cruzada Social de la Ciudad De Riobamba”	272
8.7. ANEXO 7. Mapa Temático “Método de la Secretaria Nacional De Gestión de Riesgo De Los Barrios Liribamba y Cruzada Social de la Ciudad De Riobamba	273
8.8. ANEXO 8. Compendio digital de los documentos generados “Barrio Liribamba y Cruzada Social”.	274

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas UTM de ubicación de barrios en estudio.	5
Tabla 2. Parámetros considerados en la Metodología Italiana.....	30
Tabla 3. Clasificación de las Vivienda según el Método Italiano.....	30
Tabla 4. Variables e indicador físico estructurales de edificaciones urbanas.	31
Tabla 5. Variables e Indicador Físico estructurales de edificaciones urbanas.	33
Tabla 6. Calificación de la vivienda según el método SNGR.....	34
Tabla 7. Contabilización de viviendas Barrio Liribamba y Cruzada Social.	36
Tabla 8. Variables Dependientes e Independientes.....	38
Tabla 9. Placas de referencia del levantamiento planimétrico.	41
Tabla 10. Cálculo de la resistencia del hormigón, (Ejemplo).	49
Tabla 11. Consideraciones de calificación P1. Organización del sistema resistente.	52
Tabla 12. Hoja P1. Organización del sistema Resistente – Resumen.	53
Tabla 13. Consideraciones de clasificación P2. Calidad del sistema resistente....	57
Tabla 14. Hoja P2. Calidad del sistema resistente – Resumen.	57
Tabla 15. Consideraciones de clasificación P3. Resistencia convencional.	59
Tabla 16. Hoja P3. Resistencia convencional – Resumen.	60
Tabla 17. Consideraciones de clasificación P4. Posición del edificio y cimentación.	62
Tabla 18. Hoja P4. Posición del edificio y cimentación – Resumen.	63
Tabla 19. Consideraciones de clasificación P5. Losas.....	63
Tabla 20. Hoja P5. Losas – Resumen.	65
Tabla 21. Consideraciones de clasificación P6. Configuración en planta.	65
Tabla 22. Hoja P6. Configuración en planta – Resumen.	68
Tabla 23. Consideraciones de clasificación P7. Configuración en elevación.....	69
Tabla 24. Hoja P7. Configuración en elevación–Resumen.....	71
Tabla 25. Consideraciones de calificación P8. Conexión elementos críticos.	71
Tabla 26. Consideraciones de clasificación P9. Elementos con baja ductilidad... 73	
Tabla 27. Consideraciones de calificación P10. Elementos no estructurales.	74
Tabla 28. Hoja P10. Elementos no estructurales – Resumen.....	74
Tabla 29. Consideraciones de clasificación P11. Estado de conservación.	75
Tabla 30. Hoja P11. Estado de conservación – Resumen.	75
Tabla 31. ETABS Tablas de centro de masa y rigidez.	76
Tabla 32. ETABS. Tabla de distribución de pesos.	76
Tabla 33. Evaluación del sistema estructural.	77
Tabla 34. Evaluación del tipo de material en paredes.....	77
Tabla 35. Evaluación del tipo de cubierta.	78
Tabla 36. Evaluación sistema de entrepiso.	78

Tabla 37. Evaluación del número de pisos.	79
Tabla 38. Evaluación del año de construcción.....	79
Tabla 39. Evaluación Estado de Conservación.....	80
Tabla 40. Evaluación de las características del suelo bajo la edificación.....	80
Tabla 41. Evaluación de la topografía del sitio.....	81
Tabla 42. Evaluación de la forma de construcción.....	81
Tabla 43. Resultados M. Italiano. (L) - P1. Organización del sistema resistente.	84
Tabla 44. Resultados M. Italiano. (L) - P2. Calidad del sistema resistente.	85
Tabla 45. Resultados M. Italiano. (L) - P3. Resistencia convencional.....	85
Tabla 46. Resultados M. Italiano. (L) - P4. Posición del edificio y cimentación.	86
Tabla 47. Resultados M. Italiano. (L) - P5. Losas.	86
Tabla 48. Resultados M. Italiano. (L) - P6. Configuración en planta.....	87
Tabla 49. Resultados M. Italiano. (L) - P7. Configuración en elevación.	87
Tabla 50. Resultados M. Italiano. (L) - P8. Conexión en elementos críticos.	88
Tabla 51. Resultados M. Italiano. (L) - P9. Elementos de baja ductilidad.	88
Tabla 52. Resultados M. Italiano. (L) - P10. Elementos no estructurales.....	89
Tabla 53. Resultados M. Italiano. (L) – P11. Estado de conservación.	90
Tabla 54. Resultados M. Italiano. (CS) – P1. Organización del sistema resistente.	90
Tabla 55. Resultados M. Italiano. (CS) – P2. Calidad del sistema resistente.	91
Tabla 56. Resultados M. Italiano. (CS) – P3. Resistencia convencional.....	91
Tabla 57. Resultados M. Italiano. (CS) – P4. Posición del edificio y cimentación.	92
Tabla 58. Resultados M. Italiano. (CS) – P5. Losas.	93
Tabla 59. Resultados M. Italiano. (CS) – P6. Configuración en planta.....	93
Tabla 60. Resultados M. Italiano. (CS) – P7. Configuración en elevación.	94
Tabla 61. Resultados M. Italiano. (CS) – P8. Conexión en elementos críticos. ...	94
Tabla 62. Resultados M. Italiano. (CS) – P9. Elementos de baja ductilidad.	95
Tabla 63. Resultados M. Italiano. (CS) – P10. Elementos no estructurales.	95
Tabla 64. Resultados M. Italiano. (CS) – P11. Estado de conservación.....	96
Tabla 65. Resultados M. SNGR. (L) – P1. Sistema estructural.....	97
Tabla 66. Resultados M. SNGR. (L) – P2. Tipo de Material en Paredes.	97
Tabla 67. Resultados M. SNGR. (L) – P3. Tipo de Cubierta.	98
Tabla 68. Resultados M. SNGR. (L) – P4. Sistema de entepiso.	98
Tabla 69. Resultados M. SNGR. (L) – P5. Número de pisos.	99
Tabla 70. Resultados M.SNGR. (L) – P6. Año de construcción.	99
Tabla 71. Resultados M.SNGR. (L) – P7. Estado de Conservación.....	99
Tabla 72. Resultados M. SNGR. (L) – P8. Características del suelo bajo la edificación.....	100
Tabla 73. Resultados M. SNGR. (L) – P9. Topografía del sitio.....	100

Tabla 74. Resultados M. SNGR. (L) – P10. Forma de la construcción.	100
Tabla 75. Resultados M. SNGR. (CS) – P1. Sistema estructural.....	101
Tabla 76. Resultados M. SNGR. (CS) – P2. Tipo de Material en Paredes.	101
Tabla 77. Resultados M. SNGR. (CS) – P3. Tipo de Cubierta.	102
Tabla 78. Resultados M. SNGR. (CS) – P4. Sistema de entepiso.	102
Tabla 79. Resultados M. SNGR. (CS) – P5. Número de pisos.	102
Tabla 80. Resultados M. SNGR. (CS) – P6. Año de construcción.	103
Tabla 81. Resultados M. SNGR. (CS) – P7. Estado de Conservación.	103
Tabla 82. Resultados M.SNGR. (CS) – P8. Características del suelo bajo la edificación.	103
Tabla 83. Resultados M. SNGR. (CS) – P9. Topografía del sitio.....	104
Tabla 84. Resultados M. SNGR. (CS) – P10. Forma de la construcción.....	104
Tabla 85. Resultados generales, método Italiano barrio Liribamba.....	104
Tabla 86. Resultados generales, método Italiano barrio Cruzada Social.	105
Tabla 87. Resultados generales, método SNGR barrio Liribamba.	105
Tabla 88. Resultados generales, método SNGR barrio Cruzada Social.	105
Tabla 89. Carga muerta de pared.	128
Tabla 90. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	129
Tabla 91. Extraída del INEN CPE 5: 2001 Características del suelo tipo S3.....	130
Tabla 92. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Coeficiente del suelo S y coeficiente Cm.....	131
Tabla 93. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Factor I relacionado con la importancia de la estructura.	131
Tabla 94. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Valores del coeficiente de reducción de respuesta R.	133
Tabla 95. Parámetros utilizados para la edificación.....	134
Tabla 96. Información necesaria para el cálculo del período de vibración.....	135
Tabla 97. Espectro Elástico e Inelástico de diseño INEN CPE 5: 2001.	136
Tabla 98. Características del hormigón.....	142
Tabla 99. Resumen de cargas.....	168
Tabla 100. Espectros de demanda de los barrios Liribamba y Cruzada Social de la ciudad de Riobamba.	200
Tabla 101. Definiciones del desempeño estructural según visión 2000.	207
Tabla 102. Sismos de análisis y desempeño esperado en las edificaciones.....	208
Tabla 103. Resultados de análisis “Desempeño-Vulnerabilidad de la Vivienda F-05-3P-LIRIBAMBA”.....	215
Tabla 104. Degradación de elementos estructurales.....	219
Tabla 105. Resumen de Resultados “Demanda-Vulnerabilidad de los casos de vivienda analizados”	221

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de Barrios en estudio	4
Figura 2. Zonas sísmicas para propósitos de diseño.	5
Figura 3. Sismicidad en el Ecuador 1990–2009.....	6
Figura 4. Terremotos con intensidades superiores a VIII en el Ecuador 1541-1998.....	6
Figura 5. Mapa de Isosistas Terremoto Riobamba 4/02/1797.	7
Figura 6. Vivienda de Construcción informal, Barrio Liribamba.	17
Figura 7. Vivienda con columnas cortas en la primera planta.	22
Figura 8. Efectos de piso blando y torsión en edificaciones.	23
Figura 9. Ejemplos de columnas continuas y discontinuas.....	24
Figura 10. Discontinuidad de elementos estructurales.....	25
Figura 11. Ampliación informal de dos plantas adicionales.	25
Figura 12. Problemas ocultos más comunes en la construcción.	26
Figura 13. Problemas ocasionados del uso de mano de obra no calificada.	27
Figura 14. Daños no Estructurales, agrietamiento de paneles de vidrio.	27
Figura 15. Las fallas debidas a corte, Barrio Liribamba.	28
Figura 16. Mapa de Zonificación Sísmica de los Suelos de la ciudad de Riobamba (Barahona R. Diego, 2011)	34
Figura 17. Socialización del estudio puerta a puerta.....	40
Figura 18. Equipo GPS diferencial.	41
Figura 19. Realización del levantamiento planimétrico, barrio Liribamba.	42
Figura 20. Realización del levantamiento planimétrico, barrio Cruzada Social... ..	42
Figura 21. Levantamiento de información	43
Figura 22. Levantamiento de datos de elementos estructurales.	44
Figura 23. Acero visible y oxidado en columnas.	44
Figura 24. Utilización del detector de acero de refuerzo.	45
Figura 25. Medición de ventanas y ancho de mampostería	45
Figura 26. Medición de área de losa y aberturas.....	45
Figura 27. Equipo para ensayo de esclerómetro (Martillo de rebote, piedra abrasiva).	46
Figura 28. Ensayo De Esclerómetro +90 grados.....	46
Figura 29. Realización del ensayo de esclerómetro -90 grados.	47
Figura 30. Tabla de esfuerzos para ensayos de Esclerómetro.....	50
Figura 31. Hoja Calificación - Método Italiano	52
Figura 32. Hoja P1. Organización del sistema resistente.– Ingreso de datos.....	53
Figura 33. Hoja P1. Organización del sistema resistente – Edificio clase A.	54
Figura 34. Hoja P1. Organización del sistema resistente – Edificio clase B.	55
Figura 35. Hoja P1. Organización del sistema resistente – Edificio clase C.	56

Figura 36. Hoja P2. Calidad del sistema resistente – Ingreso de datos.....	57
Figura 37. Hoja P2. Calidad del Sistema Resistente – Edificio Clase A.	58
Figura 38. Hoja P2. Calidad del Sistema Resistente – Edificio Clase C.	58
Figura 39. Hoja P2. Calidad del Sistema Resistente – Edificio Clase B.	59
Figura 40. Hoja P3. Resistencia convencional – Ingreso de datos.....	60
Figura 41. Hoja P3. Determinación el Periodo (T).	60
Figura 42. Hoja P3. Determinación cortante actuante.	61
Figura 43. Hoja P3. Determinación cortante resistente.....	61
Figura 44. Hoja P3. Comprobación del coeficiente de resistencia convencional (α).	62
Figura 45. Hoja P4. Posición del edificio y cimentación – Ingreso de datos.....	63
Figura 46. Hoja P5. Losas – Ingreso de datos.....	64
Figura 47. Hoja P6. Configuración en planta.....	66
Figura 48. Hoja P6. Cálculo δ_1	66
Figura 49. Hoja P6. Cálculo δ_2	66
Figura 50. Hoja P6. Cálculo δ_3	67
Figura 51. Hoja P6. Cálculo δ_4	67
Figura 52. Hoja P6. Croquis del terreno, vivienda G-01-3P Liribamba.	68
Figura 53. Hoja P6. Croquis del edificio, vivienda G-01-3P Liribamba.	68
Figura 54. Hoja P7. Croquis de elevación, vivienda G-01-3P Liribamba.	69
Figura 55. Hoja P7. Cálculo relación de T/H.....	70
Figura 56. Hoja P7. Calificación, variación de altura de entre piso.....	70
Figura 57. Hoja P7. Distribución de peso en cada piso.	71
Figura 58. Hoja P8. Conexión elementos críticos, tabla de resumen.....	72
Figura 59. Hoja P9. Elementos con baja ductilidad - Tabla de resumen.	73
Figura 60. Hoja P10. Elementos no estructurales.	74
Figura 61. Hoja P11. Estado de conservación.....	75
Figura 62. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método Italiano - Barrio Liribamba”.	107
Figura 63. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método SNGR- Barrio Liribamba”.	107
Figura 64. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método Italiano- Barrio Cruzada Social”.	108
Figura 65. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método SNGR- Barrio Cruzada Social”.	108
Figura 66. Comparación porcentual de vulnerabilidad Barrio Liribamba.	110
Figura 67. Comparación porcentual de vulnerabilidad Barrio Cruzada Social. .	110
Figura 68. Comparación de resultados de parámetros Liribamba.....	111
Figura 69. Comparación de resultados de parámetros Cruzada Social.....	112
Figura 70. Promedio de Resultados por método.	113

Figura 71. Esquema del Método Pushover.	118
Figura 72. Estado Inicial elástico de los elementos.	119
Figura 73. Modelo con variación de Rigidez lineal.	119
Figura 74. Modelo con variación de rigidez en forma de curva.	120
Figura 75. Modelo de longitud de daño.	120
Figura 76. Modelo de daño concentrado en los extremos.....	121
Figura 77. Modelos adecuados del hormigón y el acero para el diagrama momento curvatura.....	122
Figura 78. Diagrama momento curvatura.	122
Figura 79. Curva momento – rotación.	123
Figura 80. Sistema Estructural de Concreto Armado.....	126
Figura 81. Vista en planta de la edificación de análisis.	126
Figura 82. Equivalencia de losa alivianada a losa maciza.	127
Figura 83. Ecuador, Zona sísmica para propósito de diseño.....	129
Figura 84. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Valores de irregularidad en planta y elevación.	132
Figura 85. Espectro sísmico elástico del presente reglamento, que representa el sismo de diseño	134
Figura 86. Espectro Elástico de diseño INEN CPE 5: 2001.	137
Figura 87. Espectro Inelástico de diseño INEN CPE 5: 2001.	137
Figura 88. Pantalla de inicio de ETABS.	138
Figura 89. Unidades con las que se va a trabajar.	138
Figura 90. Agregar un nuevo modelo de trabajo en ETABS.	139
Figura 91. Cuadro de dialogo de configuración inicial.....	139
Figura 92. Datos de definición de las características físicas de la estructura.	140
Figura 93. Malla de los espacios entre ejes y altura de pisos.....	140
Figura 94. Ventana para modificar las distancias entre ejes.	141
Figura 95. Menú Define- Material Properties.	141
Figura 96. Ventana para seleccionar el tipo de material.	142
Figura 97. Ventana para ingresar los valores de las características del hormigón.	143
Figura 98. Ventana para finalizar las propiedades del hormigón.....	143
Figura 99. Menú Define- Frame Section.....	144
Figura 100. Ventana para ingresar una nueva sección de viga o columna.	144
Figura 101. Ventana para seleccionar una sección rectangular.	145
Figura 102. Ventana para ingresar las dimensiones y el material de la columna.	145
Figura 103. Ventana para ingresar las características de la columna.....	146
Figura 104. Ventana para ingresar los valores de inercia agrietada en columnas.	147

Figura 105. Ventana para ingresar las dimensiones y material de la viga.	148
Figura 106. Ventana para ingresar las características de la viga.....	148
Figura 107. Ventana para ingresar los valores de inercia agrietada en vigas.	149
Figura 108. Menú Define- Wall/Slab/Deck Section.	149
Figura 109. Ventana para seleccionar la losa.....	150
Figura 110. Ventana para ingresar las características de la losa.....	150
Figura 111. Ventana para ingresar los valores de inercia agrietada de la losa....	151
Figura 112. Menú DEFINE-Static Loads Cases.	151
Figura 113. Ventana para ingresar los casos de carga.	152
Figura 114. Ventana de ingreso de cargas de sismo.	152
Figura 115. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica XPOS. ...	153
Figura 116. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica XNEG. ..	154
Figura 117. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica YPOS. ...	154
Figura 118. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica YNEG. ..	155
Figura 119. Ventana con 7 casos de carga.	155
Figura 120. Menú DEFINE- Response Spectrum Functions.	156
Figura 121. Ventana para ingresar el espectro inelástico.....	156
Figura 122. Ventana para crear el espectro inelástico.....	157
Figura 123. Ventana para agregar un caso de carga para análisis dinámico....	158
Figura 124. Ventana para ingresar los valores de la carga para análisis dinámico.	159
Figura 125. Ventana para la definición de masas del sistema.....	160
Figura 126. Ventana para excluir los efectos de carga sísmica especiales.	161
Figura 127. Ventana para ingresar las combinaciones de carga.	163
Figura 128. Ventana para designar las combinaciones al programa.	163
Figura 129. Herramienta para el dibujo de elementos tipo Frame.	164
Figura 130. Cuadro de dialogo para dibujar columnas o vigas.....	164
Figura 131. Dibujo de vigas y columnas.....	165
Figura 132. Herramienta para el dibujo de elementos tipo Shell/Slab/Deck.	165
Figura 133. Cuadro de dialogo para dibujar la losa.	165
Figura 134. Ventana para activar opciones de vista.....	166
Figura 135. Dibujo de Losas.	166
Figura 136. Menú Assign- Joint/Point- Restraints (Supports).	167
Figura 137. Ventana para asignar las Restricciones de los apoyos.....	167
Figura 138. Menú Assign- Shell/Area loads- Uniform.....	168
Figura 139. Ventana para ingresar el valor de carga muerta de piso CMP.....	169
Figura 140. Ventana para ingresar el valor de carga viva.....	169
Figura 141. Ventana para ver las características de la losa.....	169
Figura 142. Características de los brazos rígidos.....	170
Figura 143. Menú Assign- Frame/Line- End (Length) Offsets.....	170

Figura 144. Ventana para asignar brazos rígidos.	171
Figura 145. Menú Assign- Shell/Area- Diaphragms.....	171
Figura 146. Ventana para agregar un nuevo diafragma.	172
Figura 147. Ventana para ver los diafragmas de cada piso.	172
Figura 148. Ventana para agregar la malla de elementos finitos.	173
Figura 149. Opción de visualización Auto Area Mesh.	174
Figura 150. Ventana para ver la malla de elementos finitos.	174
Figura 151. Menú Analyze- Set Analysis Options.	175
Figura 152- Ventana de las opciones de análisis.	175
Figura 153. Ventana para la configuración de los parámetros del análisis dinámico.	176
Figura 154. Ventana para verificar errores en el modelo.	177
Figura 155. Ventana del proceso de análisis de la estructura.	177
Figura 156. Estructura deformada después del análisis.	178
Figura 157. Menú Assign- Frame/Line- Frame Nolinear Hinges.	179
Figura 158. Asignación de rótulas plásticas en los elementos columna.	179
Figura 159. Asignación de rótulas plásticas en los elementos viga.	180
Figura 160. Esquema de cálculo de un Pushover plano y el modelo bilineal equivalente.	181
Figura 161. Fuerzas laterales triangulares SX.....	182
Figura 162. Fuerzas laterales triangulares. SY.....	182
Figura 163. Menú Define- “Static Nonlinear/ Pushover Cases”.....	184
Figura 164. Ventana “Define Static Nonlinear Cases”.	184
Figura 165. Asignación de carga respecto al primer modo de vibración.	185
Figura 166. Nomenclatura utilizada y esquema de cálculo para efecto P- Δ considerando su peso propio.	186
Figura 167. Definición del efecto P- Δ en ETABS.	187
Figura 168. Forma general de la curva de capacidad sísmica aplicando la técnica del “Pushover”.	189
Figura 169. Áreas iguales para determinar el punto de fluencia de la edificación.	190
Figura 170. Esquema de cálculo de la curva de capacidad resistente basada en un Pushover espacial.	192
Figura 171. Notación de los ejes de coordenadas de piso y la orientación positiva de los marcos.	193
Figura 172. Proceso para obtener el espectro de capacidad de una edificación.	196
Figura 173. Sismos recomendados.....	197
Figura 174. Espectro de respuesta tipo código y en formato ADRS.	198
Figura 175. Forma espectral del ATC – 40.....	201

Figura 176. Energía de amortiguamiento para obtener el amortiguamiento histerético β_{eq}	204
Figura 177. Determinación del punto de desempeño de prueba del MEC a partir de la aproximación de desplazamientos iguales.....	205
Figura 178. Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto.....	206
Figura 179. Descripción del Método del espectro de capacidad para determinar el punto de demanda.	206
Figura 180. Menú Define, “Static Nonlinear/Pushover Cases...”	209
Figura 181. Ingreso del caso de carga de análisis.	210
Figura 182. Ingreso del 4% de la altura total de la edificación.....	210
Figura 183. Ejecución del análisis estático no lineal.	212
Figura 184. Función Display- Show Static Pushover Curve.	212
Figura 185. Cambio de unidades a Ton-cm.	213
Figura 186. Punto de demanda para sismo frecuente, al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.	213
Figura 187. Punto de demanda para sismo ocasional, al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.	214
Figura 188. Punto de demanda para sismo de código (INEN CPE 5: 2001), al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.	214
Figura 189. Punto de demanda para sismo muy raro, al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.	215
Figura 190. Proceso para observar la deformación de la estructura por el análisis de PUSHOVER.....	216
Figura 191. Puntos de desempeño en las edificaciones.	218
Figura 192. Nomenclatura de los puntos de desempeño de una edificación.	218

RESUMEN

Ecuador, y principalmente la región en la que se encuentra el área de estudio es de alto riesgo sísmico, ha esto sumado la construcción informal y sus problemas hacen de gran importancia la presente investigación, se realizó con el fin de determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de las viviendas construidas hasta octubre del 2013 en los barrios urbanos marginales “*Liribamba*” y “*Cruzada Social*” de la ciudad de Riobamba utilizando dos metodologías: el método Italiano que evalúa parámetros con mayor detalle apoyado en cálculos simples y el método de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, que lleva a cabo una evaluación basada en un concepto tipológico o superficial.

Se necesitó de una cantidad significativa de información, como medidas de los elementos estructurales y no estructurales, calidad de materiales, levantamiento planimétrico y demás; estos datos fueron obtenidos durante la investigación de campo, con visitas técnicas a la zona de estudio y cada vivienda evaluada.

Después del procesamiento de la información fue posible evaluar mediante el método de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos 104/113 viviendas existentes en “*Liribamba*” y 29/35 existentes en “*Cruzada Social*” obteniendo el 100 % de viviendas seguras. Mientras con el método Italiano, aplicable solamente a viviendas de hormigón armado; se obtuvo que 51/63 viviendas en “*Liribamba*” (80.95%) y 16/25 viviendas en “*Cruzada Social*” (64%) son vulnerables ante un evento sísmico.

Ambos métodos mostraron resultados cuantitativos, el método Italiano con resultados más confiables de acuerdo a la realidad de las viviendas evaluadas, y el método de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, con resultados menos fiables. Por esta razón, un tercer método fue aplicado en este informe, se trata de una evaluación PUSHOVER con resultados cualitativos. De esta manera fue posible comparar los resultados en los casos seleccionados.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CENTRO DE IDIOMAS



Lic. Geovanny Armas P., DpS.

09 de Mayo del 2014

SUMMARY

Ecuador, and mainly the region in which the area of study is located is of high seismic risk, this factor plus informal constructions and their results make this investigation very important, it was carried out in order to determine the degree of seismic vulnerability of the houses built until October 2013 in the “*Liribamba*” and “*Cruzada Social*” urban marginal neighborhoods of Riobamba by using two methodologies: the Italian Method which evaluates parameters in more detail based on simple calculations and the Method from the Risk Management National Secretariat, which carries out an evaluation based on typological or superficial concept.

A significant amount of information was necessary, it was about the measures of structural and non-structural elements, material quality and general plans; these data were obtained during the in-field research by technical visits to the area of study and each home tested.

After processing the information, it was possible to evaluate by the Method from the Risk Management National Secretariat 104/113 houses existing in “*Liribamba*” and 29/35 in “*Cruzada Social*” obtaining 100% of safe houses. While the Italian Method was only applicable to reinforced concrete houses; it was found that 51/63 houses in “*Liribamba*” (80.95%) and 16/25 houses in “*Cruzada Social*” (64%) are vulnerable in case of a seismic event.

Both methods showed quantitative results, the Italian Method with more reliable results according to the reality of the houses evaluated, and the Method from the Risk Management National Secretariat with less reliable results. For this reason a Third Method was applied in this report, it is a PUSHOVER evaluation with qualitative results. In this way it was possible to compare the results in the selected cases.

CENTRO DE IDIOMAS
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
Riobamba - Ecuador
1

INTRODUCCIÓN

Nuestro país está localizado en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”, de gran actividad sísmica y volcánica provocada por la colisión de placas. Frente a nuestra costa se produce la subducción de la placa de “Nazca” debajo de la placa “Sudamericana”, por esta razón la mayor parte del país está en zona de alto riesgo sísmico.

La necesidad de vivienda en toda ciudad es exponencial e insatisfecha debido a problemas sociales, económicos y principalmente demográficos, derivados de la migración del campo a la ciudad. Esto ha venido generando problemas graves y claramente perceptibles de construcción informal, puesto que los propietarios lo hacen mediante su esfuerzo, utilizando materiales de bajo costo, tecnología rudimentaria o artesanal, de modo básicamente intuitivo, sin control de calidad, estudios, diseños o supervisión profesional. Este problema se concentra en las áreas urbano-marginales, favorecido por la accesibilidad a la tierra y dificultad de control municipal.

La Universidad Nacional de Chimborazo, ha emprendido un proyecto para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de las viviendas construidas en los barrios urbanos marginales de la ciudad de Riobamba; dos de los barrios incluidos dentro de este proyecto son “Liribamba” y “Cruzada Social”, los cuales fueron el objeto de la presente investigación.

La vulnerabilidad sísmica de estas viviendas se determinó mediante la aplicación del MÉTODO ITALIANO y el MÉTODO SNGR, que generaron la información pertinente con el fin de establecer una base de datos y elaborar mapas temáticos. Dando como resultado viviendas seguras, mediana y altamente vulnerables ante un evento sísmico.

Los datos resultantes son de mucha importancia para los Departamentos de Planificación y Gestión de Riesgos Municipales, SNGR y los propietarios puesto que conocerán el grado de vulnerabilidad de su vivienda y conjuntamente elaborar planes de mitigación y/o respuesta ante un evento de esta naturaleza.

El trabajo está comprendido por seis capítulos donde se describen; las bases teóricas, la metodología empleada, resultados obtenidos, discusión de los mismos, conclusiones y la propuesta.

El análisis estático no lineal PUSHOVER, es una técnica que está siendo aceptada a nivel mundial para conocer el comportamiento no lineal de edificios, ya que incorpora directamente las características no lineales de los materiales y al utilizarse en combinación con la metodología de niveles de desempeño que considera el comportamiento de una estructura para diferentes magnitudes sísmicas; constituye una excelente opción para la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

CAPÍTULO I

1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

1.1. ANTECEDENTES.

La Universidad Nacional de Chimborazo a través de su Instituto de Investigación Científica y Desarrollo, en convenio con la Secretaria Nacional de Gestión Riesgos y con el apoyo de la Alcaldía de Riobamba, trabajan en conjunto por el bienestar de la ciudadanía en el desarrollo del proyecto de investigación denominado: Determinación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas construidas en los barrios urbano-marginales de la Ciudad de Riobamba.

1.1.1. Área de estudio.

La investigación se realizó en los barrios urbano-marginales “Liribamba y Cruzada Social” de la ciudad de Riobamba (**Figura 1**), con las siguientes coordenadas y áreas (**Tabla 1**)

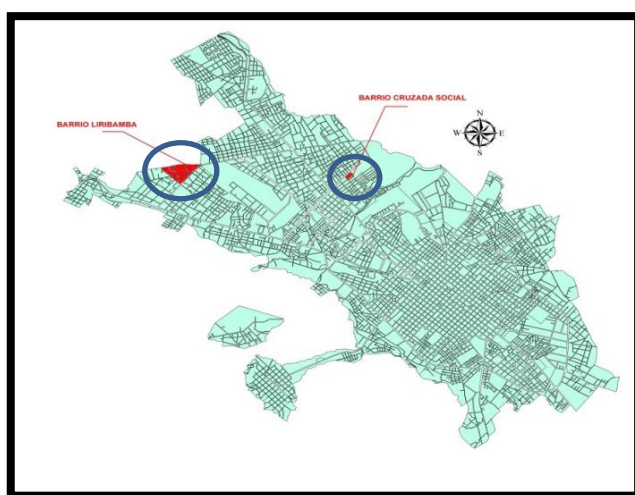


Figura 1. Ubicación de Barrios en estudio

Tabla 1. Coordenadas UTM de ubicación de barrios en estudio.

BARRIOS	COORDENADAS UTM		ÁREA APROX.
Liribamba	756993.00 m E	9817489.98 m N	11.42 hectáreas
Cruzada Social	759802.14 m E	9817520.08 m N	1.10 hectáreas

1.2. SISMOS.

Un sismo consiste en la manifestación superficial de la liberación de la energía interna de nuestro planeta, transmitida en forma de ondas sísmicas a la superficie.

1.2.1. Amenaza sísmica en Ecuador.

El Ecuador se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico debido a su ubicación en el “Cinturón de fuego del Pacífico”, la interacción de placas en frente a sus costas y dentro de su territorio. Esto se fundamenta en la normativa para diseño sísmico que rige a nuestro país para propósito de diseño sismoresistente; como se puede observar en la (Figura 2), que ubica a la ciudad de Riobamba en la zona de mayor riesgo sísmico (zona IV – color rojo).

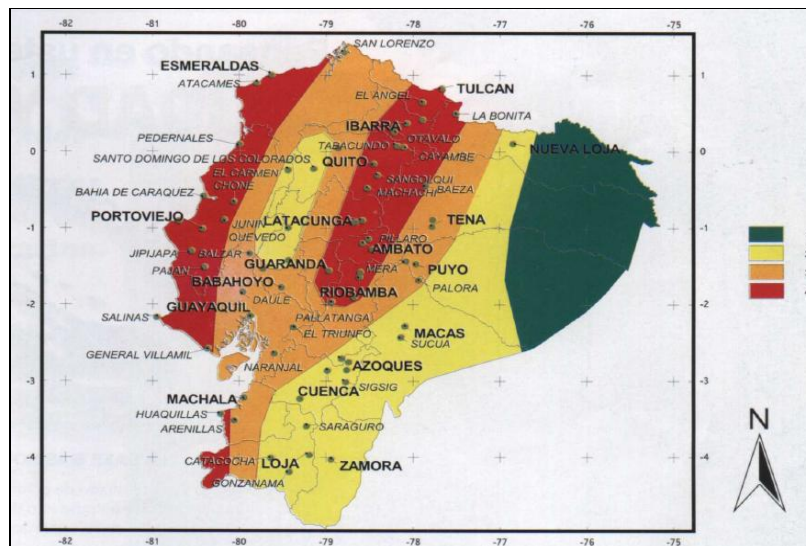


Figura 2. Zonas sísmicas para propósitos de diseño.

Fuente: INEN CPE 5:2001, Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico.

1.2.2. Los sismos en Ecuador.

Se puede observar en la (Figura 3) los puntos verdes son lugares donde se generan sismos con intensidades entre 4 a 4,8, y los puntos naranja son de intensidades de 4,8 a 5,5 que se dan a nivel de todo el territorio Ecuatoriano.

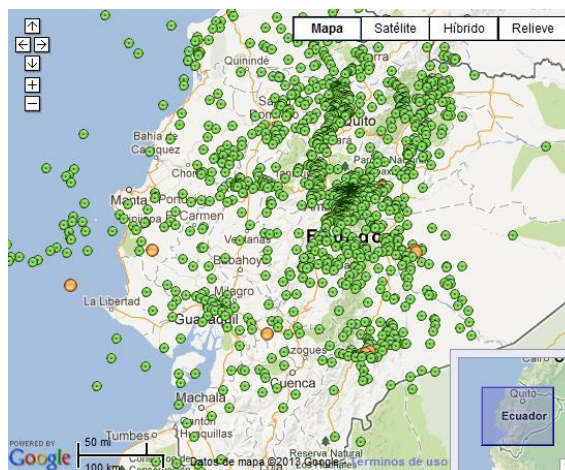


Figura 3. Sismicidad en el Ecuador 1990–2009.

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

En la (Figura 4), se muestra un histórico de los terremotos con intensidades superiores a VIII que han causado catástrofes a lo largo de la historia (1541-1998) en el Ecuador, demostrando la actividad e intensidad con la que se han producido estos fenómenos en el país y en la región cercana a la ciudad de Riobamba

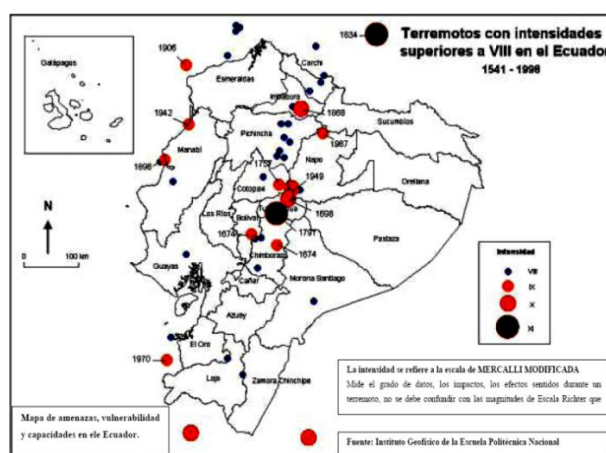


Figura 4. Terremotos con intensidades superiores a VIII en el Ecuador 1541-1998.

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

1.2.2.1. Terremoto en Riobamba.

Riobamba está en la zona IV según el INEN CPE 5:2001, que indica un alto riesgo sísmico, aun así no se ha desarrollado una cultura de prevención en la construcción de edificaciones y preparación de sus ocupantes ante un evento sísmico de magnitud considerable, como los que constan en el registro literario “Catálogo de Terremotos del Ecuador”.

El día sábado 4 de febrero de 1797 un poco antes de las ocho de la mañana; gran parte de la meseta andina sufrió un fenómeno geológico de los más espantosos que se recuerda en todos los tiempos, pues varios temblores de ondulación sacudieron los Andes entre Riobamba, Ambato y Latacunga. (**Figura 5**).

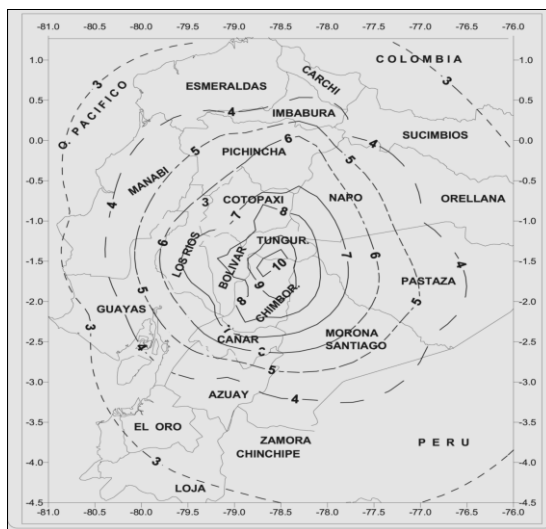


Figura 5. Mapa de Isosistas Terremoto Riobamba 4/02/1797.

Fuente: Catálogo de terremotos del Ecuador.

Riobamba antigua fue la ciudad más perjudicada, y no pudo recobrase jamás pues la nueva fundación se levantó a muchos kilómetros de distancia. Sus edificios antiguos de cal y canto volaron prácticamente por los aires porque el temblor fue devastador y muchos cadáveres aparecieron desperdigados por las colinas cercanas hasta donde fueron arrojados por la violencia del sismo y el movimiento de la tierra. Nunca se sabrá a ciencia cierta el número exacto de víctimas pues no quedaban personas para dedicarse a esta tarea.

1.3. VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986).

El llegar a saber o determinar el grado de impacto que tendría la acción de un sismo sobre una estructura es fundamental para determinar si esa estructura es segura y por lo tanto habitable o útil.

La vulnerabilidad sísmica depende de aspectos como la geometría de la estructura, aspectos constructivos y aspectos estructurales. De esta forma elaborar una estimación del grado de impacto que tendrá un sismo sobre una estructura se vuelve un trabajo totalmente complicado puesto que las características de cada construcción abren un sin fin de variables. Aun así la estimación es necesaria pero se aplica un muestreo cuando se requieren resultados globales.

Las metodologías para determinar la vulnerabilidad sísmica son numerosas, algunas presentan fallas porque dejan de evaluar ciertas características que influyen en la estabilidad de la estructura porque las instrucciones sobre cada parámetro y calificación en ocasiones son realizadas por personas con conocimientos básicos del tema, esto puede conducir a resultados fallidos porque algunos parámetros son de naturaleza descriptiva y dependen de la objetividad del observador.

1.3.1. Clasificación de la vulnerabilidad sísmica.

Para la realización de un buen estudio de vulnerabilidad se tiene la necesidad de establecer una clasificación, en la cual se vean implicados todos los elementos que interactúan en la estructura. Es por ello que se divide la edificación en tres aspectos básicos como son:

- Elementos estructurales.
- Elementos no estructurales.
- Atributos de funcionalidad en el edificio.

Cada uno de ellos incorporará partes específicas en el diseño y funcionamiento de la edificación. (OPS, 2000).

1.3.1.1.Vulnerabilidad sísmica estructural.

La vulnerabilidad estructural está asociada a los componentes estructurales, y se refiere a aquellos elementos que forman parte del sistema resistente o estructura de la edificación.

Esto incluye cimentaciones, columnas, muros de carga, vigas y diafragmas (losas y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia las cimentaciones).

Se define como la facilidad con que los componentes estructurales pueden sufrir daño ante la ocurrencia de un sismo (OPS, 2000).

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura; además está relacionado con la calidad de los materiales utilizados, las características de los elementos estructurales, su disposición en el diseño resistente y con las cargas actuantes.

Los daños estructurales se pueden catalogar en términos:

- Cualitativos.
- Cuantitativos.

Esto para establecer el nivel de deterioro que puede sufrir una estructura, y de esta manera representar la vulnerabilidad estructural de la edificación.

Cualitativo.- Se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya disposición se estipula en la observación e identificación de deterioros o daños característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión, que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo.

Cuantitativo.- La realización de pruebas a modelos para observar su respuesta después de la acción de un sismo, permite evaluar el daño estructural, utilizando parámetros que representan la respuesta estructural tales como: derivas de piso, deformaciones de los elementos (columnas, vigas, losas, etc.), demanda de ductilidad, energía disipada, etc.

1.3.1.2.Vulnerabilidad sísmica no estructural.

El término no estructural se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, repellos, cielos falsos, etc.), que cumplen funciones específicas en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos mecánicos, muebles, etc.), pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías (OPS, 2000):

- Componentes arquitectónicos.
- Instalaciones.
- Equipos.

Generalmente poseen un mayor costo que la estructura resistente, además tienden a sufrir un mayor daño en comparación con la estructura, por lo que una edificación puede permanecer en pie después de un evento sísmico de magnitud moderada y baja pero a la vez inhabilitada por la pérdida o destrucción de los elementos no estructurales.

Es importante destacar situaciones en donde algunos componentes no estructurales pueden incidir o favorecer a la presentación de fallas estructurales. Como muestra, la presencia de escaleras, elementos de mamposterías y pesados revestimientos, pueden alterar las propiedades de respuesta de la edificación ante un sismo, provocando excentricidades y otros efectos torsionales indeseables.

1.3.1.3. Vulnerabilidad sísmica funcional.

La vulnerabilidad sísmica funcional describe la tendencia de una edificación de percibir una perturbación en sus instalaciones o funcionamiento como la interrupción de sus servicios (Agua, electricidad, vías de evacuación, etc.), así como de los procesos administrativos.

Para el ingeniero estructural, el aspecto funcional parece no entrar en el alcance del diseño. Lo ideal para garantizar una mayor eficiencia integral, sería realizar un estudio multidisciplinario en todas las etapas de vida de la edificación; diseño, construcción y funcionamiento.

1.3.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

Existe una variedad de metodologías propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, las cuales pretenden establecer una medida de los daños probables que serán provocados sobre la estructura y sus usuarios ante la ocurrencia de un sismo.

La metodología aplicada se seleccionará dependiendo de la naturaleza y objetivo del estudio, información disponible, características de las viviendas, resultado esperado y para quien será la información, hacen énfasis en los daños sísmicos sobre componentes estructurales, no estructurales y/o funcionales.

A continuación se presenta una clasificación de las metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica; en la que se especifican la necesidad de resultados que el evaluador pudiera requerir.

Las técnicas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se agrupan en 4 grandes grupos:

- Técnicas directas.
- Técnicas indirectas.
- Técnicas convencionales.
- Técnicas híbridas.

A continuación se explican cada una de ellas según como lo expresa Bonett Díaz [2003].

1.3.2.1. Técnicas directas.

Estas técnicas predicen, con un solo paso, el daño causado por un sismo a una edificación, a partir de dos tipos de métodos:

Los métodos tipológicos.- consideran las estructuras como elementos de clases, que están definidas por los materiales, las técnicas de construcción y todos los factores que puedan afectar la respuesta sísmica.

La vulnerabilidad se define, para este método, como la probabilidad que una estructura de un tipo específico, sufra un nivel de daño para una intensidad sísmica dada. La evaluación de la probabilidad de daño se basa en los daños observados en sismos pasados.

Los métodos mecánicos.- hacen la predicción de un efecto sísmico por medio de modelos mecánicos adecuados para los edificios. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura:

- a. Métodos analíticos basados en modelos simples:** Estos métodos deben tener la capacidad de analizar un gran número de estructuras en un período de tiempo corto. Para esto se utilizan métodos analíticos con modelos simples, que sólo requieren unos pocos parámetros de entrada, mediante los cuales es posible evaluar el comportamiento sísmico de las construcciones. Se trata por tanto de encontrar un Método simple, que consuma poco tiempo de análisis y que sea adecuado para la elaboración eficiente de escenarios sísmicos.
- b. Métodos de análisis detallados:** Estos métodos sólo son aplicables a los edificios que puedan ser representados por modelos mecánicos y, generalmente, son utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a la utilización de análisis detallados y modelos más refinados que no son adecuados para proyectos donde es necesario evaluar la vulnerabilidad de un gran número de estructuras. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son:

Análisis estático lineal: La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad y con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan, mediante un análisis estático lineal, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura.

Este tipo de procedimientos se utiliza principalmente para propósitos de diseño, su uso se limita a estructuras regulares donde el primer modo de vibración es el predominante.

Análisis dinámico lineal: La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad mediante una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento, la acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. En ambos casos, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis dinámico lineal.

Análisis estático no lineal: En este tipo de análisis, el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material; la representación más común para este análisis es la curva de capacidad de carga o curva “Pushover”, la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

Análisis dinámico no lineal: en este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales o simulados. Éste es el procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica.

1.3.2.2. Técnicas indirectas.

La aplicación de esta técnica es el método del índice de vulnerabilidad, que consiste en hacer una clasificación de los edificios mediante la observación de sus características físicas, apoyándose en cálculos simplificados, intentando identificar los parámetros más importantes que controlan el daño estructural. La clasificación se realiza mediante un coeficiente denominado índice de vulnerabilidad.

En su concepto original, estos métodos son útiles únicamente para evaluaciones sísmicas de edificios a gran escala, lo cual resulta muy útil para el desarrollo de estudios urbanos a gran escala.

1.3.2.3. Técnicas convencionales.

Son esencialmente diseñadas por el evaluador e introducen un índice de vulnerabilidad independiente de la predicción del daño. Se utilizan para comparar las diferentes construcciones de una misma tipología en una determinada zona, de acuerdo con algunos factores cuya contribución a la resistencia sísmica es evaluada por estructuristas expertos. Los índices dan una medida relativa de la vulnerabilidad, pero los resultados obtenidos son difíciles de comparar para diferentes tipos de construcciones, debido a las diferencias existentes entre los factores considerados. Existen básicamente dos grupos de métodos; los primeros se basan en calibrar experimentalmente las diferentes características físicas de las estructuras; los segundos en la evaluación de la relación capacidad-demanda de los edificios de manera simplificada.

1.3.2.4. Técnicas híbridas.

Se consideran en este conjunto de técnicas todas aquellas obtenidas con la intención de mejorar los resultados obtenidos con la aplicación de un solo método, mediante el uso dos o más métodos y su adaptación o combinación para suplir todas las necesidades del evaluador o el estudio y de este modo realizar una evaluación más eficiente y completa.

1.3.3. Cuantificación de la vulnerabilidad.

A continuación se describen algunas estrategias comúnmente utilizadas para la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras. Las técnicas se pueden dividir en relativas y absolutas (Safina Melone, 2002).

1.3.3.1. Técnicas relativas.

Estas técnicas no permiten de manera directa estimar los daños esperados para un evento sísmico, sino que permiten calificar de manera relativa la mayor o menor predisposición de una estructura a sufrir daño.

Se destacan como técnicas relativas las basadas en la definición de clases de vulnerabilidad e índices de vulnerabilidad:

- **Clases de vulnerabilidad:** Es muy factible clasificar las construcciones en grupos de vulnerabilidad similar o en clases de vulnerabilidad. Esto se fundamenta en la experiencia sobre el desempeño sísmico que han tenido edificaciones con características similares. La clasificación está basada en datos empíricos de daños causados por terremotos sobre las construcciones similares y utilizan la capacidad técnica de ingenieros estructuristas experimentados en el área, para relacionar las características de la estructura seleccionada con el comportamiento observado en estructuras semejantes que se han sometido a acciones sísmicas anteriores.
- **Índices de vulnerabilidad:** Se disponen como parámetros relativos que permiten cuantificar la predisposición de una edificación a sufrir daños, es decir su vulnerabilidad; están basados en la inspección de los principales componentes de una edificación, tanto estructurales como no estructurales y en la identificación y establecimiento de deficiencias sísmicas potenciales.

Esta metodología pretende calificar las características de diseño sismoresistente y la calidad de la construcción, a través de la valoración de parámetros estructurales preestablecidos por ingenieros estructuristas. Por sus características, pueden calificarse como subjetivos.

1.3.3.2. Técnicas absolutas.

Estas técnicas conducen a relaciones claras que permiten estimar de manera directa los daños físicos esperados para los diferentes niveles de la acción sísmica, basadas en la definición de matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y/o curvas de fragilidad.

1.4. CONSTRUCCIÓN INFORMAL

La construcción informal identifica, representa y simboliza un concepto global de los problemas habitacionales de los sectores populares de Riobamba.

En la actualidad, la construcción informal supone hablar de autodiseño, autogestión, construcción progresiva y empobreciendo del sistema constructivo, debido a conceptos emitidos por el constructor basándose en conocimientos empíricos. Usualmente con un nivel técnico deficiente en lo referente a calidad de materiales y procesos constructivos, que generalmente lo realizan en forma artesanal. Por ello la introducción del concepto de industrialización dependerá del apoyo de asistencia técnica profesional y especializada en el área.



Figura 6. Vivienda de Construcción informal, Barrio Liribamba.

Como se muestra en la (Figura 6), se refiere a un ejemplo de construcción informal, no planificada y realizada de manera progresiva, que paulatinamente va

consolidándose. Por lo general estas viviendas presentan secciones mínimas de sus elementos estructurales, mala configuración de los mismos y una calidad deficiente en los materiales empleados; afectando directamente a los ocupantes en su calidad y su seguridad de vida.

1.4.1. Magnitud de la construcción informal

Aproximadamente el 70% de las viviendas se producen por el sector informal, a través de la autoconstrucción, sin respetarse normas constructivas y/o de urbanismo. Como consecuencia, Ecuador tiene un stock significativo de viviendas precarias, con carencias de servicios básicos, sin títulos de propiedad regulares y, en muchos casos, ubicadas en zonas de riesgo. Según la Encuesta de Condiciones de Vida (ECV) del 2006, el país tiene un déficit cuantitativo de 783.566 unidades habitacionales (correspondiente a 24% del stock existente) y cualitativo de 854.192 unidades habitacionales (26% del total de viviendas). Las zonas rurales y urbanas marginales concentran el 82% y el 64% del déficit cuantitativo y cualitativo, respectivamente (MIDUVI 2009).

Según la Ing. Jeanette Fernández, Subdecana de la Facultad de Ingeniería Civil de la Politécnica Nacional (agosto 1998), las construcciones informales son muy frágiles y vulnerables ante los sismos, desafortunadamente hay una gran cantidad de edificaciones de este tipo en el país. El 70 por ciento de las edificaciones de vivienda no contempla ningún tipo de provisión mínima. No solamente en cuanto al diseño por cargas sísmicas sino también por cargas verticales o de ocupación normal.

1.4.2. Razones de construcciones informales

La satisfacción de la necesidad de vivienda lleva a una serie de acciones constructivas que incluyen el uso de tierras inadecuadas para habitar, el uso de edificios en malas condiciones y la generalizada construcción informal, entre otras

formas de satisfacer una demanda no solvente que implican la creación de altos niveles de vulnerabilidad sísmica.

La informalidad en la construcción de la vivienda se ha constituido para muchas familias la única opción para acceder a suelo y vivienda. Una respuesta en base a sus propias condiciones económicas, habilidades y relaciones; sin embargo, en la mayoría de casos es precaria y constituye una de las caras de la pobreza.

La autoconstrucción se traduce en una única opción para muchos y una opción entre otras para pocos, el auto constructor interactúa con su espacio a veces por la poca adaptabilidad que una alternativa impuesta logra coincidir con sus aspiraciones, este es el caso de las “soluciones sociales al problema de la vivienda”, patrocinadas por los Estados. Estas unidades básicas no dejan de ser intervenidas y transformadas por los usuarios hasta que sus posibilidades físicas y sus recursos económicos lo permiten, las expresiones de apropiación, reflejan las carencias que dichas propuestas son incapaces de otorgar al habitante.

En la práctica ningún gobierno ha logrado dar una respuesta adecuada y sostenible al creciente déficit cuantitativo y cualitativo de vivienda, menos aún con una visión integral de fomentar la construcción de asentamientos humanos sostenibles que garanticen un hábitat saludable y seguro. Esto ha llevado a que las familias de menores ingresos resuelvan precariamente el problema del techo, sacrificando su calidad de vida.

En el país se estima que el reforzamiento de estas construcciones artesanales costaría entre un 5% y un 7% adicional del costo total de la edificación para tener una estructura sismoresistentes, lo que no implica un alto costo. Según el Ing. Fabricio Yépez.

1.5. VULNERABILIDAD FÍSICA DE EDIFICACIONES.

Debido a la incidencia de sismos en Ecuador y de manera especial en la zona centro, surge la necesidad de conocer la vulnerabilidad estructural de las viviendas en las áreas urbano-marginales de la ciudad de Riobamba, con el propósito de obtener una caracterización y diagnóstico del material de construcción, número de pisos, tipo de edificación, así como el grado de afectación de las estructuras de las viviendas, ante la posibilidad de un sismo local.

La vulnerabilidad sísmica que no solo depende del sistema estructural, sino también de los elementos no estructurales y de otros factores: edad, material, calidad de construcción, especificación de cálculo y diseño (sismoresistentes), la proximidad de otras construcciones, etc.

1.5.1. Mal comportamiento sísmico.

Muchas edificaciones construidas no siguen los criterios de sismoresistencia, evidenciándose problemas como: la discontinuidad de columnas, irregularidad en planta, secciones mínimas de elementos estructurales, falta de resistencia, mala calidad de materiales, y son candidatas a colapsar ante un evento sísmico.

En el caso de construcciones modernas debemos suponer un diseño sismoresistente, aunque no sería la primera vez que un constructor ha omitido parámetros de diseño para lograr ahorros de tiempo y dinero, como la proporción de acero en las vigas y columnas o simplemente un desconocimiento de los mecanismos estructurales de construcción.

1.5.1.1. Razones fundamentales del mal comportamiento sísmico.

El mal comportamiento sísmico de las autoconstrucciones proviene de las siguientes causas específicas: (KLINGER, 2000)

Mala configuración del edificio en planta (Torsión).

Los problemas que se mencionan a continuación son referentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico.

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.

Falta de estructuración.

Para que una edificación soporte un terremoto su estructura debe ser sólida, simétrica, uniforme, continua o bien conectada. Cambios bruscos de sus dimensiones, de su rigidez, falta de continuidad, una configuración estructural desordenada o voladizos excesivos facilitan la concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden causar graves daños o el colapso de la edificación.

Separación entre edificios.

Otra fuente que puede provocar daño, corresponde al choque entre edificios adyacentes por no estar adecuadamente separados o al choque de diferentes partes de un edificio que se golpean una a la otra, debido a la diferencia en sus modos de vibración.

Este choque puede aumentar al incrementarse la altura de uno de los edificios, si estos no coinciden en la ubicación de sus pisos, por lo que el piso del edificio más corto puede golpear las columnas del edificio adyacente más alto, agregando con ello una fuerza extra que la columna del otro no está diseñada para soportar.

Esta separación y choque entre edificios afecta los elementos no estructurales debido que el martilleo provocará el rompimiento de tuberías o ductos, ventanas, fachadas, desacople de estructuras de cielos suspendidos, entre otros.

Estructuración Patológica.

Columnas cortas (Figura 7).- Un principio básico en ingeniería estructural es diseñar para que ante un evento sísmico las vigas se comporten plásticamente antes que las columnas, ya que cuando una viga empieza a fallar pasando de un estado elástico a inelástico absorbe parte de la energía del sismo; en cambio, si una columna falla primero empieza a pandearse y deformarse, las cargas verticales de compresión pueden provocar un rápido colapso estructural.



Figura 7. Vivienda con columnas cortas en la primera planta.

Piso blando: Durante los sismos severos, o incluso a veces moderados, en el “Piso Blando” se produce un gran desplazamiento lateral, que se traduce en la excentricidad de la carga vertical, proveniente de los pisos superiores rigidizados

por los tabiques. Esto da lugar a un momento que debe ser equilibrado por los momentos flectores generados en los extremos de las columnas del piso blando.

Las fallas debidas a la discontinuidad de los elementos verticales se encuentran entre las más espectaculares. Una falla común de este tipo ocurre cuando los muros de corte en los pisos superiores pierden continuidad en los inferiores.



Figura 8. Efectos de piso blando y torsión en edificaciones.

Fuente: <http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20100715-Piso%20Blando.pdf>

Como se muestra en la (**Figura 8**), los muros del primer piso fueron excluidos arquitectónicamente con el objetivo de convertirlo en garaje, quedando en la dirección corta sólo los muros del perímetro, hechos con ladrillos de baja calidad, y un gran muro longitudinal que no aporta resistencia en la dirección corta, sino más bien genera torsión en planta. Al fallar los muros de la dirección corta, se formó el problema de piso blando, volcándose el edificio.

Estos sistemas estructurales se suelen utilizar en edificios con la primera planta destinada a estacionamiento, tales como centros comerciales, restaurantes, etc., con amplios frentes expuestos

Mala cimentación.

La cimentación debe ser competente para transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. También, es deseable que el material del suelo sea duro y resistente. Los suelos blandos amplifican las ondas sísmicas y facilitan asentamientos nocivos en la cimentación que pueden afectar la estructura y facilitar el daño en caso de sismo.

Falta de resistencia.

La frase "falta de resistencia" se refiere a una insuficiencia de resistencia en un mecanismo estructural bien concebido. Tal falta normalmente se asocia a una deriva excesiva. En la práctica, se debe distinguir entre una falta de estructuración y una falta de resistencia.

Discontinuidad de elementos.

Cada columna se considera estructural, si es continua desde la cimentación hasta el diafragma superior conformado por la cubierta. A partir del diafragma en el que la columna pierda continuidad vertical en más de la mitad de su longitud horizontal, la columna deja de considerarse estructural como se ve en las (**Figuras 9, 10.**)

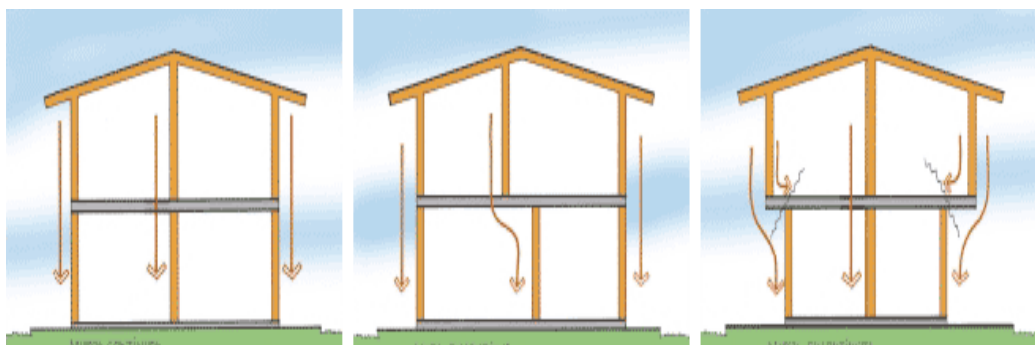


Figura 9. Ejemplos de columnas continuas y discontinuas.

Fuente: Revista Sigma. Edición Enero 2000.



Figura 10. Discontinuidad de elementos estructurales.

Ampliación y proyecciones sin control.

Las edificaciones que podrían resultar afectadas en su mayoría, se han proyectado y construido sin un control de calidad adecuado, debido seguimiento o supervisión de obra (**Figura 11**).

Existe un consenso en los especialistas locales en que la mayoría de edificaciones, el control no se ha realizado o ha sido insuficiente y que incluso se han construido con mano de obra deficiente en términos técnicos.



Figura 11. Ampliación informal de dos plantas adicionales.

La posibilidad de cubrir con acabados arquitectónicos, las estructuras que claramente dejan ver que su construcción ha sido deficiente, se ha convertido en

una alternativa para evitar demoliciones o reparaciones de algunos elementos estructurales que constructivamente no se ejecutaron en forma adecuada, como se muestra en la (**Figura 12**), en donde se observa problemas clásicos consecuentes de esto.

Habitualmente no se realiza ningún tipo de prueba de la resistencia del suelo, hormigón, mortero y otras pruebas clásicas o ensayos que exigen las normativas de construcción para la supervisión técnica.



Figura 12. Problemas ocultos más comunes en la construcción.

Mano de obra no calificada.

La falta de control y supervisión han contribuido a la proliferación de edificaciones construidas informalmente; es decir, con la utilización de mano de obra no calificada, provocando problemas como: una inadecuada configuración estructural, deficiente resistencia y calidad de los materiales, dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y ausencia de una correcta cantidad de acero de refuerzo (**Figura 12**). Lo que indican no solo un desconocimiento de las disposiciones de construcción sismoresistentes, sino también una alarmante utilización de malos procesos constructivos y tecnología rudimentaria (**Figura 13**).



Figura 13. Problemas ocasionas del uso de mano de obra no calificada.

1.5.2. Daños típicos y fallas.

Se presentan como resultado de esfuerzos de tensión y corte que se desarrollan en los muros de albañilería, con los daños típicos que se señalan a continuación.

Daños no Estructurales.

- Agrietamiento y volteo de chimeneas, voladizos, cornisas, balcones.
- Caída de enlucidos de muros y techos.
- Agrietamiento y volteo de muros internos.
- Agrietamiento y caída de techos.
- Agrietamiento de paneles de vidrio. **Figura 14**
- Caída de objetos sin de la debida de sujeción.



Figura 14. Daños no Estructurales, agrietamiento de paneles de vidrio.

Daños y fallas de muros de soporte.

Las fallas debidas a corte están caracterizadas por grietas diagonales, producto de compresión o tensión diagonal. Usualmente las grietas se inician en la esquina de la abertura, y algunas veces desde el centro del segmento del muro. Pueden causar el colapso parcial o completo de la estructura como se ve en la (Figura 15).



Figura 15. Las fallas debidas a corte, Barrio Liribamba.

También un muro puede fallar por flexión. Las grietas de tensión ocurren verticalmente en el centro, en los extremos o esquinas de los muros. Los muros más largos, y las aberturas más largas, muestran daños más prominentes. Debido a que los movimientos sísmicos son en ambas direcciones, pueden ocurrir simultáneamente los efectos de flexión y corte.

Si la corona de los muros de albañilería no está reforzada, resulta muy inestable, y los elementos del techo incrementan la carga pudiendo provocar la falla.

1.5.3. Causas de daños en edificaciones construidas informalmente.

- Debilidades en materiales y albañilería sin refuerzo.
- Pesos muy grandes y altas rigideces atraen importantes fuerzas de inercia sísmica.
- Baja resistencia a la tensión, particularmente en morteros porosos.

- Baja resistencia al corte, también en morteros porosos.
- Fragilidad en tensión y compresión.
- Débil conexión entre elementos.
- Concentración de esfuerzos en esquinas de ventanas y puertas.
- Asimetría en planta y elevación de la edificación.
- Asimetría debida al desbalance en los tamaños y posiciones de aberturas en los muros.
- Defectos en construcción por el uso de material de baja calidad, juntas vacías entre ladrillos, falta de verticalidad de los muros, adherencia impropia entre muros en ángulo recto.

1.6. MÉTODOS UTILIZADOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN VIVIENDAS.

En la presente investigación se aplicó dos métodos: El método de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos a las viviendas tipo, media agua y hormigón armado; mientras el método Italiano, exclusivamente a tipo de hormigón armado. Cabe resaltar que se evaluó todas las viviendas donde el propietario dio apertura, recibiendo en algunos casos la negativa.

1.6.1. Método Italiano.

En el método se evalúa 11 parámetros, calificados de acuerdo a su vulnerabilidad en tres grupos: A, B y C, siendo el más seguro A y el más vulnerable C. La calificación es de tal manera que mientras menor valor se le asigna al parámetro es más seguro. Cada parámetro tiene un peso, y su ecuación es la siguiente:

$$IV = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i$$

En donde K_i es la calificación de cada parámetro y W_i su peso. Los parámetros, su calificación y su peso se indican en la (**Tabla 2**).

Tabla 2. Parámetros considerados en la Metodología Italiana

PARÁMETRO	Clase Ki			Wi
	A	B	C	
1. Organización del Sistema Resistente	0	6	12	1.00
2. Calidad del Sistema Resistente	0	6	12	0.50
3. Resistencia Convencional	0	11	22	1.00
4. Posición del Edificio y cimentación	0	2	4	0.50
5. Losas	0	3	6	1.00
6. Configuración en planta	0	3	6	0.50
7. Configuración en elevación	0	3	6	1.00
8. Conexión elementos críticos	0	3	6	0.75
9. Elementos de baja ductilidad	0	3	6	1.00
10. Elementos no estructurales	0	4	10	0.25
11. Estado de Conservación	0	10	20	1.00

Fuente: AGUIAR Roberto, BOLAÑOS Danilo. (2006), “Evaluación Rápida de la vulnerabilidad sísmica en edificios de Hormigón Armado”.

La mejor calificación que se puede obtener es 0 que corresponde a una estructura sumamente segura y la peor es 90, asociada a una estructura muy vulnerable que colapsa.

1.6.1. Calificación de la vivienda según el método Italiano.

Para valores de índice de vulnerabilidad entre 0 y 30 considera que la estructura es segura, entre 31 y 60 medianamente vulnerable y mayores a 61 altamente vulnerables (Tabla 3).

Tabla 3. Clasificación de las Vivienda según el método Italiano.

ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	CALIFICACIÓN	
0 – 30	Seguras	
31 – 60	Medianamente Vulnerables	
>61	Altamente Vulnerables	

1.6.2. Método de Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo (SNGR).

Partiendo de las características físicas de la edificación, definen aquellas que inciden directamente en el comportamiento estructural frente a la amenaza considerada (**Tabla 4**), para calificarla de manera cualitativa y ponderar los resultados con el objetivo de encontrar un índice de vulnerabilidad.

Tabla 4. Variables e indicador físico estructurales de edificaciones urbanas.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES DE VULNERABILIDAD	DESCRIPCIÓN IMPORTANCIA DE LA VARIABLE E INDICADOR
Sistema estructural	Hormigón armado Estructura metálica Estructura de madera Estructura de caña Estructura de pared portante Mixta madera / hormigón Mixta metálica / hormigón	El tipo de sistema resistente estructural es la variable básica a considerarse, que proporciona la información mínima necesaria para iniciar el análisis. Las edificaciones de hormigón armado se consideran menos vulnerables que las de madera, pared portante o mixtas.
Tipo de material en paredes	Pared de ladrillo Pared de bloque Pared de piedra Pared de adobe Pared de tapial/bahareque/madera	El tipo de material de paredes define por un lado si la estructura es de paredes portantes o si mas bien obedece a tipologías menos vulnerables.
Tipo de cubierta	Cubierta metálica Losa de hormigón armado Vigas de madera y zinc Caña y zinc Vigas de madera y teja	La cubierta de una estructura no solo proporciona confinamiento al sistema estructural sino califica la debilidad de la misma frente a eventos adversos externos.
Entrepisos	Losa hormigón armado Vigas y entramado madera Entramado de madera / caña Entramado metálico Entramado hormigón / metálico	El sistema de entrepisos confina el resto de elementos estructurales y proporciona resistencia ante cierto tipo de fallas. Son menos vulnerables los de hormigón armado que los de madera, caña o mixtas.
Número de pisos	1 piso 2 pisos 3 pisos 4 pisos 5 pisos o mas	Si la estructura es más alta, típicamente es más vulnerable que las de un piso pues requiere mayores esfuerzos y cuidados para presentar un buen comportamiento.
Año de construcción	antes de 1970 entre 1971 y 1980 entre 1981 y 1990 entre 1991 y 2010	El año de construcción está asociado con la resistencia de códigos de construcción apropiados (inexistentes antes de 1970) e inadecuadamente aplicados (antes 1980)
Estado de conservación	Bueno Aceptable Regular Malo	El grado de conservación califica el posible deterioro de las propiedades mecánicas de los materiales y de su resistencia a las amenazas.
Características del suelo	Firme, seco Inundable Ciénaga Húmedo, blando, relleno	El suelo donde está construida es susceptible de facilitar que la amenaza afecte a la edificación. Suelo firme y seco implica menor vulnerabilidad que húmedo.
Topografía del sitio	A nivel, terreno plano Bajo nivel de calzada Sobre nivel de calzada Terreno accidentado, ladera Escalpe positivo o negativo	Si el terreno donde esta construida es escarpado genera vulnerabilidades en la edificación, mientras que el terreno a nivel disminuye la vulnerabilidad.
Forma de la construcción	Regular Irregular Irregularidad severa	Una forma regular presenta menos vulnerabilidad que una forma irregular para algunas amenazas.

Fuente: Propuesta metodológica. Análisis de vulnerabilidades a nivel municipal. Quito, 2012.ISBN.9942-9887-4

La metodología planteada utiliza los valores y pesos de cada parámetro evaluado, para determinar la calificación mediante su ponderación; estos se deducen de acuerdo al comportamiento estructural de las diferentes tipologías de edificaciones, frente a las distintas amenazas posibles, utilizando como modelo las experiencias documentadas en desastres pasados y la información de la literatura técnica reciente a nivel mundial.

No obstante, evaluada cada variable de la edificación y asignado su valor numérico, se debe incorporar a un valor global denominado índice de vulnerabilidad. No se pueden sumar directamente, pues el aporte de cada variable al comportamiento de la edificación es distinto, incluso dependiente del tipo de amenaza. Por lo tanto, es necesario realizar una suma ponderada del valor de cada variable, dependiendo del grado de importancia de la misma, dentro del comportamiento global estructural (**Tabla 5**).

En particular para el diseño sísmico, los criterios de desempeño quedan expresados por los objetivos que desde hace muchos años se han establecido en las normas y textos de ingeniería, que son: “Producir estructuras capaces de resistir sismos de intensidad moderada sin daño estructural y con pequeño o nulo daño no estructural; y lograr una seguridad adecuada contra la falla ante los sismos de mayor intensidad que puedan llegar a presentarse en el sitio.” (Meli, 2003).

Ampliamente se ha reconocido que el proceso de diseño sísmico seguido hasta ahora, no podrá satisfacer las necesidades de la sociedad, en cuanto no podrán estimar de manera confiable el comportamiento estructural.

Esto ha llevado a la aceptación de un diseño basado en el desempeño, en el que el principal reto ha sido intentar definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de excitación sísmica y la forma de implantar estos niveles en la práctica de la ingeniería a través de los códigos de diseño. La definición de los límites o niveles de desempeño está relacionada no sólo con aspectos del

comportamiento de elementos estructurales, sino también con elementos no estructurales y con el contenido de los edificios (**García, 2002**).

Tabla 5. Variables e Indicador Físico estructurales de edificaciones urbanas.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	DESCRIPCIÓN DE LA VARIABLE Y USO DE LA INFORMACIÓN	INDICADORES CONSIDERADOS	Amenaza Sísmica
Sistema estructural	Describe la tipología estructural predominante en la edificación	Hormigón armado	0
		Estructura metálica	1
		Estructura de madera	1
		Estructura de caña	10
		Estructura de pared portable	5
		Mixta madera/hormigón	5
		Mixta metálica/hormigón	1
Tipo de material en paredes	Describe el material predominante utilizado en las paredes divisorias de la edificación	Pared de ladrillo	1
		Pared de bloque	1
		Pared de piedra	10
		Pared de adobe	10
		Pared de tapia/bahareque/madera	5
Tipo de cubierta	Describe el tipo de material utilizado como sistema de cubierta de la edificación	Cubierta metálica	5
		Losa de hormigón armado	0
		Vigas de madera y zinc	5
		Caña y zinc	10
		Vigas de madera y teja	5
Sistema de entrepisos	Describe el tipo y material utilizado para el sistema de pisos diferentes a la cubierta	Losa de hormigón armado	0
		Vigas y entramado madera	5
		Entramado madera/caña	10
		Entramado metálico	1
		Entramado hormigón/metálico	1
Número de pisos	Se considera el número de pisos como una variable de vulnerabilidad, debido a que su altura incide en su comportamiento	1 piso	0
		2 pisos	1
		3 pisos	5
		4 pisos	
		5 pisos o más	1
Año construcción	Permite tener una idea de la posible aplicación de criterios de diseño de defensa contra la amenaza	antes de 1970	10
		entre 1971 y 1980	5
		entre 1981 y 1990	1
		entre 1991 y 2010	0
Estado de Conservación	El grado de deterioro influye en la vulnerabilidad de la edificación.	bueno	0
		Aceptable	1
		Regular	5
		Malo	10
Características del suelo bajo la edificación	El tipo de terreno influye en las características de vulnerabilidad física.	Firme, seco	0
		Inundable	1
		Clénaga	5
		Húmedo, blando, relleno	10
Topografía del sitio	La topografía del sitio de construcción de la edificación indica posibles debilidades frente a la amenaza.	A nivel, terreno plano	0
		Bajo nivel calzada	5
		Sobre nivel calzada	0
		Escarpe positivo o negativo	10
Forma de la construcción	La presencia de irregularidad en la edificación genera vulnerabilidades.	Regular	0
		Irregular	5
		Irregularidad severa	10

Fuente: Propuesta Metodológica. Análisis de Vulnerabilidades a nivel Municipal. Quito, 2012.

1.6.3. Calificación de la vivienda según el método SNGR.

Para valores de índice de vulnerabilidad entre 0 y 33 considera que la estructura es segura, entre 33 y 66 medianamente vulnerable y mayores a 66 altamente vulnerables (**Tabla 6**).

Tabla 6. Calificación de la vivienda según el método SNGR.

INDICE DE VULNERABILIDAD	CALIFICACIÓN	
0 – 33	Seguras / Vulnerabilidad Baja	
33 – 66	Vulnerabilidad Media	
>66	Vulnerabilidad Alta	

1.6.4. Clasificación del suelo del área de estudio.

El tipo de suelo en esta zona es S2, como lo indica la (**Figura 16**), según la microzonificación sísmica de suelos de la ciudad de Riobamba (Barahona D, 2011), en dicha investigación se clasifican a los suelos de acuerdo al Código de Practicas Ecuatoriano INEN CPE 5:2001, siendo S2 un tipo de suelo intermedio, o que indica que es medianamente favorable para cimentar edificaciones.

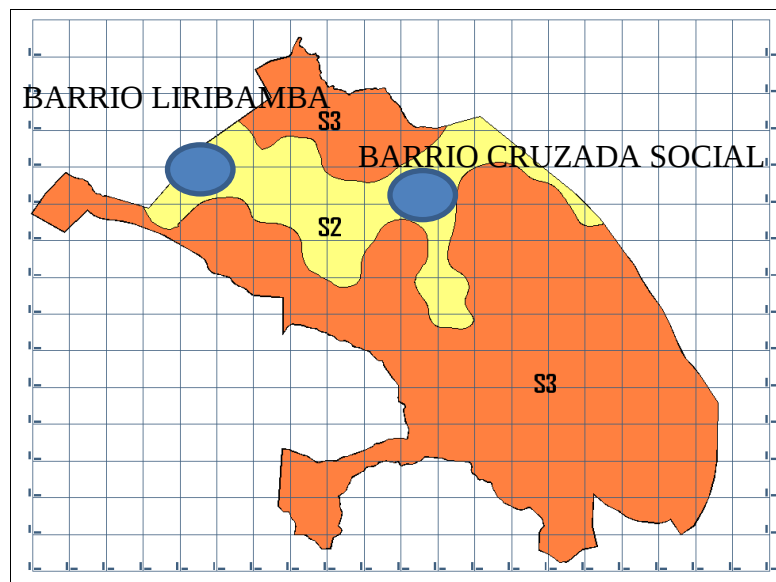


Figura 16. Mapa de Zonificación Sísmica de los Suelos de la ciudad de Riobamba (Barahona R. Diego, 2011)

CAPITULO II

2. METODOLOGÍA DE ESTUDIO.

2.1. TIPO DE ESTUDIO.

Empírico ya que nos basamos en el hecho de la realidad del área de estudio y condiciones de las viviendas; en la observación de sus características físicas, estructurales; en la medición de las mismas y ensayos no destructivos en elementos estructurales.

Inductivo-deductivo por el procedimiento a seguir en el levantamiento y el procesamiento de la información.

Bibliográfico porque se determinó las fuentes más importantes de información como: normas de construcción, especificaciones técnicas, libros, planos, etc.

2.1.1. Métodos.

En la presente investigación se utilizó dos métodos que determinaron el índice de vulnerabilidad que por sus características son subjetivos; ya que la calificación de las edificaciones se hizo mediante la información de sus características físicas y/o apoyándose en cálculos simplificados.

Método de la SNGR.- utilizó una técnica indirecta de evaluación basado en un método tipológico y una técnica relativa de calificación.

Método Italiano.- utilizó una técnica indirecta de evaluación y relativa para la calificación.

Debido a la incertidumbre generada por la subjetividad de los métodos anteriores, se planteó en la propuesta una alternativa de análisis.

Método Pushover (análisis estático no lineal).- utilizó una técnica directa de evaluación con un método mecánico, basado en un análisis detallado de la estructura.

2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.

2.2.1. Población.

La población es de características finita y homogénea, está definida por el total y tipo de viviendas de los barrios “Liribamba y Cruzada Social” de la ciudad de Riobamba, existentes hasta el 31 de Octubre de 2013 (**Tabla 7**).

Tabla 7. Contabilización de viviendas Barrio Liribamba y Cruzada Social.

Proyecto: "Determinación de la vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas Construidas en Barrios Urbano Marginales de la Ciudad de Riobamba"				
Barrio	Número de Viviendas de Tipo Media Agua	Número de Viviendas de Tipo Hormigón Armado y Estructura Metálica	Otros	TOTAL
Liribamba	42	70	11	123
Cruzada Social	4	29	0	33
			TOTAL=	156

2.2.2. Muestra

La muestra tiene la característica de ser aleatoria simple, ya que no se toma ninguna consideración para su selección, es decir el estudio se realizó en todas las viviendas donde el propietario lo autorizo.

Con este antecedente se calculó la muestra para fines de referencia de viviendas a levantar para obtener un resultado confiable.

La fórmula para calcular una muestra cuando se conoce el tamaño de la población es la siguiente:

$$n = \frac{N * Z_{\alpha}^2 * p * q}{d^2 * N - 1 + Z_{\alpha}^2 * p * q}$$

LIRIBAMBA:

N=	Total de viviendas	123
Z _α =	Nivel de Confianza	1.962
p=	Probabilidad de éxito	0.60
q=	Probabilidad de fracaso	0.40
d=	Error máximo admisible	0.035

$$n = \frac{123 * 1,962^2 * 0,60 * 0,40}{0,035^2 * 109 - 1 + 1,962^2 * 0,60 * 0,40} = 105.87 \approx \mathbf{106 \text{ viviendas}}$$

CRUZADA SOCIAL:

N=	Total de viviendas	33
Z _α =	Nivel de Confianza	1.962
p=	Probabilidad de éxito	0.60
q=	Probabilidad de fracaso	0.40
d=	Error máximo admisible	0.035

$$n = \frac{33 * 1,962^2 * 0,60 * 0,40}{0,035^2 * 28 - 1 + 1,962^2 * 0,60 * 0,40} = 30.37 \approx \mathbf{31 \text{ viviendas}}$$

2.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

Tanto la variable independiente como la dependiente fueron operadas siguiendo el orden establecido, como se muestra en la (**Tabla 8**).

Tabla 8. Variables Dependientes e Independientes.

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍNDICE
Las estructuras de las viviendas de los barrios Liribamba y Cruzada Social	Estructuras de concreto reforzado	Viviendas construidas de concreto reforzado	Número de viviendas construidas de concreto reforzado.
	Estructuras de acero.	Viviendas construidas en acero.	Número de viviendas construidas en acero.
	Estructuras mixtas	Viviendas construidas con diferentes tipos de materiales.	Número de viviendas construidas con diferentes tipos de materiales.
	Estructuras de madera.	Viviendas construidas en madera.	Número de viviendas construidas en madera.
	Medias Aguas	Medias aguas construidas	Número de medias aguas construidas
Índice de Vulnerabilidad Sísmica según el método Italiano de las viviendas de los barrios Liribamba y Cruzada Social	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD MÉTODO ITALIANO	1. Organización del sistema resistente.	¿Cómo se encuentra constituido el sistema estructural las viviendas?
		2. Calidad del sistema resistente.	¿Los materiales y/o proceso constructivo fueron de calidad?
		3. Resistencia convencional.	¿Las secciones de los elementos estructurales cumplen normas de construcción?
		4. Posición del edificio y cimentación.	¿Las características del suelo donde se encuentra asentada la vivienda son adecuadas?
		5. Losas.	¿Existe adecuada conexión entre los elementos verticales?
		6. Configuración en planta.	¿Presenta irregularidad la geometría de la vivienda?
		7. Configuración en elevación.	¿La distribución de masas es adecuada según la altura de la vivienda?
		8. Conexión elementos críticos.	¿Existe correcta unión viga-columna?
		9. Elementos de baja ductilidad.	¿Se observa columnas cortas en la vivienda?

		10. Elementos no estructurales.	¿Los elementos no estructurales son estables y/o inestables?
		11. Estado de conservación.	¿Cuál es el estado de conservación de la vivienda?
Índice de Vulnerabilidad Sísmica según el Método SNGR de los barrios Liribamba y Cruzada Social	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD MÉTODO SECRETARÍA NACIONAL DE RIESGOS (SNGR)	1. Sistema estructural.	¿Cuál es la tipología estructural predominante en la edificación?
		2. Tipo de material en paredes.	¿Qué material predomina en la mampostería de la vivienda?
		3. Tipo de cubierta.	¿Qué material es utilizado como sistema de cubierta?
		4. Sistema de entresijos.	¿Qué material es utilizado para el sistema de pisos?
		5. Número de pisos	¿Cuántos niveles tiene la vivienda?
		6. Años de construcción.	¿Cuántos años de construcción tiene la vivienda?
		7. Estado de conservación.	¿Cuál es el grado de deterioro de la vivienda?
		8. Características del suelo Bajo edificación.	¿Cómo es la característica del suelo sobre la cual se sienta la edificación?
		9. Topografía del sitio.	¿Cómo es la topografía donde se encuentra ubicada la vivienda?
		10. Forma de la construcción.	¿Existe irregularidad en la vivienda?

2.4. PROCEDIMIENTOS

Para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas en los barrios urbano-marginales “Liribamba y Cruzada Social” de la ciudad de Riobamba, es necesario seguir y cumplir con los siguientes objetivos:

2.4.1. Ubicación y determinación del área de estudio.

En conocimiento de los barrios en los cuales se llevara a cabo la investigación fue necesario realizar una inspección y establecer su ubicación dentro de la ciudad de Riobamba.

2.4.2. Socialización del estudio.

Se estableció contacto con los dirigentes de cada barrio, haciéndoles conocer la investigación a realizarse, alcance, objetivos y resultados que se obtendrán.

Liribamba: Sr. HUALBERTO RODRIGUEZ (Presidente del barrio).

Cruzada Social: Sra. LUISA RODRIGUEZ CARDENAS (Dirigente Barrial).

Conjuntamente con los dirigentes barriales se planificó reuniones con los moradores para informarles sobre el proyecto, para su conocimiento y aprobación. Estas se realizaron con los moradores asistentes, nosotros como investigadores y apoyo de la Ing. Valeria Vargas e Ing. Patricia Andrade; en los sitios de reunión en cada barrio, donde se realizó la presentación del proyecto y se entregó un tríptico informativo.

Posteriormente mientras se avanzando con el levantamiento de información en campo y teniendo contacto con los residentes de cada vivienda, se realizó la socialización del proyecto puerta a puerta. **(Figura 17).**



Figura 17. Socialización del estudio puerta a puerta.

También se tuvo la ayuda de los dirigentes barriales que nos colaboraron en la delimitación del barrio y se comprometieron a la socialización de la investigación en el alcance que les sea posible.

2.4.3. Levantamiento planimétrico.

El levantamiento planimétrico se realizó considerando las características del trabajo, así como facilidad y rapidez; razón por la que se optó por utilizar el siguiente equipo:

- GPS diferencial TRIMBLE R4 (**Figura 18**).
- Bastones
- Controladoras
- Trípode y Flexómetro.



Figura 18. Equipo GPS diferencial.

Se determinó y ubicó las placas de referencia colocadas por la EP- EMAPAR para los Estudios de los Planes Maestros de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Riobamba.

Tabla 9. Placas de referencia del levantamiento planimétrico.

Referenciado de las placas: DATUM WGS-84			
N° FICHA	Norte	Este	Elevación
PMR - 016	9'817.214,238	755.327,844	2.919,099 m. (G)
PMR - 017	9'816.922,689	756.146,829	2.884,304 m. (G)

Estas placas proporcionaron los datos requeridos (**Tabla 9**) para referenciar los puntos de partida del levantamiento en el equipo.

A partir de los puntos de control, nos trasladamos a las áreas de estudio y se tomaron los puntos que se almacenaron en la memoria de la controladora. (**Figuras 19,20**).



Figura 19. Realización del levantamiento planimétrico, barrio Liribamba.



Figura 20. Realización del levantamiento planimétrico, barrio Cruzada Social.

En la libreta de campo se realizó un croquis, donde se registró los puntos tomados y la identificación de las viviendas por medio de un código; que fueron de ayuda para los procesamientos siguientes y el procesamiento de la información.

2.4.4. Levantamiento de la información.

Se realizó acorde a la planificación establecida por la disponibilidad del equipo (esclerómetro).

Luego de establecer contacto con el propietario de la vivienda se realizó (**Figura 21**):

- Reforzamiento de la socialización de la investigación.
- Entrega del tríptico informativo de vulnerabilidad sísmica.
- Exposición del trabajo que se realizara dentro de su vivienda y en qué lugar.



Figura 21. Levantamiento de información

2.4.4.1. Encuesta y autorización de visita técnica.

Se aplicó la encuesta al propietario, planteando las interrogantes y se registró sus respuestas. En algunos casos fue necesario aclarar las mismas y dar opciones de respuesta con el objetivo de agilizar el procedimiento.

Aplicada la encuesta, fue necesario que el propietario autorice la visita técnica y permita nuestro ingreso a su vivienda, y proceder a levantar la información necesaria.

Por estos medios se determinó información como:

- El nombre del propietario.
- Si la vivienda fue o no construida con un arquitecto o ingeniero a cargo.
- Si el Municipio de Riobamba aprobó o no los planos de la vivienda.
- Año de construcción de la vivienda. Generalmente proporcionado por los propietarios en edad de la edificación.

2.4.4.2. Toma de datos geométricos y estructurales.

Recibida la autorización del propietario para la visita técnica y en conocimiento de los objetivos de nuestro trabajo; se procedió a realizar la toma de los siguientes datos en cada vivienda:

Medición de los elementos estructurales.

Se levantaron datos de orientación, ubicación y secciones de: losas, columnas y vigas. Teniendo en cuenta el recubrimiento de los mismos (**Figura 22**).



Figura 22. Levantamiento de datos de elementos estructurales.

Distribución de aceros de refuerzo.

Se identificó el diámetro, tipo, cantidad y distribución del acero de refuerzo empleado en los elementos estructurales, además se verificó las condiciones físicas en que se encontraron. (**Figura 23**).



Figura 23. Acero visible y oxidado en columnas.

En los casos en que los elementos estructurales se encontraban completamente recubiertos se utilizó el detector de aceros para determinar aproximadamente el diámetro y cantidad de acero de refuerzo presente en los mismos (**Figura 24**).



Figura 24. Utilización del detector de acero de refuerzo.

Medición de la geometría.

Se tomó información respecto a: planta de la losa, número de pisos, altura de entrepisos, detalles y ubicación de gradas, pozos de luz, ductos (**Figura 25**), ventanas (la de mayor área dentro de un pórtico) (**Figura 26**) y ancho de mampostería.



Figura 25. Medición de ventanas y ancho de mampostería



Figura 26. Medición de área de losa y aberturas.

2.4.4.3. Realización del ensayo de esclerómetro.

Se realizó con la finalidad, de determinar la resistencia del hormigón en los elementos estructurales de las viviendas tipo hormigón armado. Procedimiento acorde a la norma ASTM C 805-08.



Figura 27. Equipo para ensayo de esclerómetro (Martillo de rebote, piedra abrasiva).

Procedimiento:

- Se escogió una superficie de hormigón de por lo menos 10 cm de espesor y 150 mm de diámetro; si es menor no va a reflejar datos correctos.
- Evitar superficies húmedas porosas, irregulares que puedan generar lecturas incorrectas; ni elementos con recubrimiento.
- Se debió limpiar la superficie usando la piedra abrasiva.
- Presionamos la cabeza de émbolo perpendicular a la superficie que se va ensayar hasta que el martillo interno sea expulsado (**Figuras 28, 29**).
- Presionamos igualmente hasta que el martillo interno de un rebote.



Figura 28. Ensayo De Esclerómetro +90 grados.



Figura 29. Realización del ensayo de esclerómetro -90 grados.

- Luego presionamos el botón para observar cuanto alcanzó el rebote, el dispositivo prensador mantiene el valor de la lectura.
- Registramos el valor de rebote, por cada elemento estructural ensayado y el ángulo con el que se realizó, cuando más duro el hormigón mayor será la lectura del valor de rebote.
- Por cada área de ensayo se realizó 10 rebotes separados por un mínimo de 25 mm y los cuales se debió observar que no exista una dispersión excesiva.

2.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.

2.5.1. Contabilización de viviendas.

Mediante el levantamiento planimétrico se obtuvo la ubicación y código de las viviendas existentes en el área de estudio; anotada en la libreta de campo, en base a la cual se realizó este proceso (**Cap. III. Resultados**).

2.5.2. Elaboración de planos planimétricos.

Son el producto del procesamiento de los datos tomados con el equipo GPS y apoyado en el croquis realizado en la libreta de campo.

Equipo utilizado:

- Computador.
- Software: Microsoft Excel, Autocad, ArcGis

Se descargó los datos en formato Excel (extensión .csv) de las colectoras, a través de un dispositivo de almacenamiento USB conectado directamente; se realizó la respectiva transformación de formato y se ordenaron adecuadamente para su uso en Autocad y ArcGis, para realizar el dibujó delimitando y denominando: Avenidas, calles, manzanas, predios y viviendas. **(ANEXO 8).**

2.5.3. Fichas de ubicación

Es el resultado del procesamiento de la información generada durante la visita técnica: registro fotográfico y observaciones anotadas en la libreta de campo **(ANEXO 1)**, permitiendo establecer:

- Responsables.
- Nombre del propietario y clave catastral.
- Ubicación mediante un croquis.
- 2 fotografías representativas de la vivienda.
- Fotos de detalles sobresalientes de la vivienda y lo que se observa.

2.5.4. Elaboración geometrías

Son el producto del procesamiento e interpretación de los datos levantados durante la visita técnica en las edificaciones de hormigón armado.

Se utilizó el software AutoCAD, apoyado de la libreta de campo (ficha de levantamiento de medidas) y registro fotográfico de cada vivienda (**ANEXO 3**).

Este documento permitió determinar datos indispensables para la determinación del índice de vulnerabilidad por el método Italiano como:

- Ubicación y sección de columnas
- Forma y área total de losa
- Áreas de aberturas en losa como: gradas, pozos de luz o ductos.
- Ubicación y dimensión de ventana de mayor área dentro de un pórtico.
- Ancho de mampostería.
- Volado en losa de mayor tamaño

2.5.5. Cálculo de la resistencia del hormigón.

Se utilizó una hoja de cálculo en Microsoft Excel, donde se elaboró una tabla para el efecto (**Tabla 10**), (**ANEXO 2**)

Tabla 10. Cálculo de la resistencia del hormigón, (Ejemplo).

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE	Irma Badillo- Washington Morales- Carlos Inca	NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -90°
			Columna		0°
UBICACIÓN:	DAKOTA Y SIGCHOS		NÚMERO DE DATOS:		10
			CÓDIGO	G-01-3P	
BARRIO:	LIRIBAMBA	PROPIETARIO:		RAUL GUARACA	
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (30X20) cm		LOSA (20) cm		
1	28		30		
2	26		32		
3	30		32		
4	28		30		
5	29		31		
6	28		32		
7	28		34		
8	28		32		
9	31		31		
10	29		31		
PROMEDIO	29		32		
RESISTENCIA f_c (kg/cm2)	190		280		

En la cual se ingresó información como: nombre del propietario, barrio, ubicación, ángulo de disparo, datos de lecturas; programándola para encontrar el promedio de las mismas y en base a la tabla de esfuerzos (**Figura 30**) determine la resistencia del hormigón para cada elemento.

ESCLERÓMETRO ILLINOIS ASTM 805-08					
IMPACT ANGLE α					
R	$\alpha=90^\circ$	$\alpha=45^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=45^\circ$	$\alpha=90^\circ$
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	110	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	OVER 600	OVER 600	580	550	530
55	OVER 600	OVER 600	600	570	550

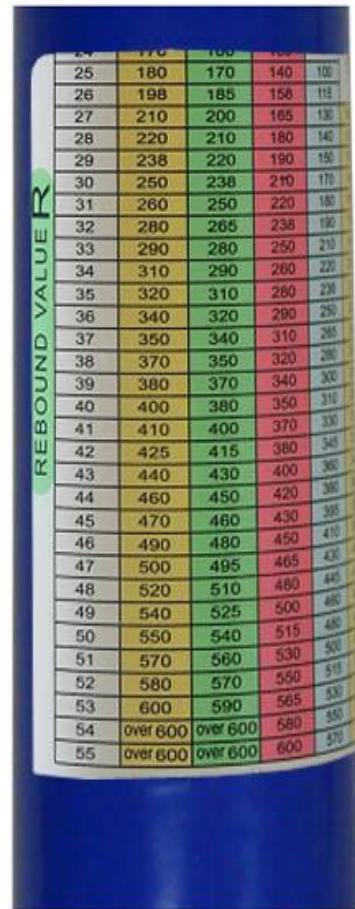


Figura 30. Tabla de esfuerzos para ensayos de Esclerómetro.

2.5.6. Elaboración de planos estructurales.

Se realizó en base a las geometrías de cada vivienda, con apoyo de la libreta de campo y registro fotográfico.

Se representó gráficamente los diámetros, distribución y cantidad del acero de refuerzo empleado en los elementos estructurales de cada vivienda. Cabe indicar que la distribución, diámetro y longitud de estribos, así como el refuerzo longitudinal en losa son estimados.

2.5.7. Aplicación del método Italiano, para determinar el índice de vulnerabilidad sísmica.

Fue necesario para la aplicación de este método la información tomada en campo, que plasmados en las hojas de ubicación, geometrías, ensayos de esclerómetros y registro fotográfico permitieron obtener los datos necesarios para calificar los parámetros que toma en cuenta este método.

Se evaluó 11 parámetros, calificados de acuerdo a su vulnerabilidad en tres grupos: A, B y C, siendo el más seguro A y el más vulnerable C.

Para la evaluación se procedió a realizar un documento de cada vivienda evaluada, que consta de 13 hojas de cálculo en Microsoft Excel, en donde se programó los cálculos simplificados y condicionantes tomados en cuenta por cada parámetro **(ANEXO 8)**. Para lo cual se adoptó el lenguaje de lógica matemática para facilitar esta tarea, esto quiere decir que se respondió a las incógnitas con **1 – Si** y **0 – No**.

Estas hojas de cálculo contienen:

2.5.7.1. Hoja CALIFICACIÓN.

Contiene la programación para que recoja y discierna los 11 parámetros evaluados en las hojas siguientes, es decir determina la Clase Ki (A, B o C) de cada parámetro y lo convierte al valor cuantitativo de calificación correspondiente, realiza la multiplicación por su peso (W_i), donde se obtuvo la calificación por parámetro, la sumatoria total y finalmente determina el índice de vulnerabilidad de la vivienda. **(Figura 31)**.

Este proceso se hace automáticamente gracias a su programación, debiendo ingresar para cada vivienda evaluada los datos de: nombre de propietario, dirección y barrio.

[illegible]

Figura 31. Hoja Calificación - método Italiano

Previo a la Hoja CALIFICACIÓN, de resumen del análisis cada vivienda analizada, se programó los 11 parámetros en las siguientes hojas; en forma, como se describe a continuación.

2.5.7.2. Hoja P1. Organización del sistema resistente.

Este parámetro se enfocó en evaluar el tipo de estructuración de la vivienda **(Tabla 11)**:

Tabla 11. Consideraciones de calificación P1. Organización del sistema resistente.

Edificio Clase A:	Edificio Clase B	Edificio Clase C
cuando es en base a muros de corte con una buena densidad de muros y con un número de ejes resistentes mayor a 4 y ladrillos solidos muy bien confinados.	En caso de ser en base a pórticos de hormigón, es decir cuando está conformada por vigas y columnas de hormigón armado sin muros de corte y muros de mampostería que no cumplan los requisitos de la clase A.	Los edificios que no califiquen como A o B.

Se estableció campos de ingreso de datos para objeto de cálculos de los requisitos para la clasificación. (Figura 32)

1. Organización del sistema resistente

DATOS:

Diagrama de un sistema resistente con mampostería, viga o losa, columna y ventana. Se muestran las dimensiones L, d, n, m, b, x, y, iv, S, b.

$L = 2.40$ m
 $d = 3.80$ m
 $n = 1.35$ m
 $m = 2.30$ m

$iv = 20$ cm
 volado
 $S = 0$ m
 $b = 0.15$ m

$x = 20$ cm
 $y = 30$ cm

Figura 32. Hoja P1. Organización del sistema resistente.– Ingreso de datos.

Ingresamos los siguientes datos:

- L = altura de entrepisos (metros).
- d= distancia entre caras de columnas (metros).
- n= altura de ventana (metros).
- m= ancho de ventana (metros).
- b=ancho de mampostería (metros).
- x,y= sección de columnas (centímetros).
- iv= Separación entre mampostería y viga superior.

Se elaboró un resumen (Tabla 12) en donde se muestran los resultados por sub parámetro para cada clase. Se programó para que determine en que clase se clasificó la vivienda con las consideraciones respectivas.

Tabla 12. Hoja P1. Organización del sistema Resistente – Resumen.

RESUMEN			
1. Organización del sistema resistente			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
i.	0	0	1
ii.	0	1	0
iii.	1	0	0
iv.	0	0	1
v.	1	0	0
vi.	1	0	0
vii.	0	0	0
CLASE	0	0	1

Se estableció las condicionantes y se programaron los cálculos para cada Clase de edificación y sub-parámetros. Como se puede ver en las (Figuras 33, 34 y 35).

EDIFICIO CLASE A

Vivienda con mampostería de ladrillos, bloques de hormigón o piedra bien cortada unida con mortero de buena calidad

i.

Mampostería de:
Ladrillo
Bloque
Otro

Calidad de mortero:
Regular
Buena
Muy Buena

APLICA

ii. Huecos en paneles (mampostería)

L=
m
d=
m
n=
m
m=
m

b=
m

$m * n \leq 0.3 * L * d$

3.105
>
2.74
→
OTRA CLASE

APLICA

iii. Relación altura - espesor de la mampostería

$\frac{L}{b} \leq 20$

16
<
20
→
CLASE A

APLICA

iv. Separación entre mampostería y viga superior no más de 1 cm:

SI
NO

OTRA CLASE
CLASE A

APLICA

v. mampostería no sobresalga al filo extremo del pórtico

$s \leq 0.2 * b$

S=
cm
b=
cm

0
≤
4.2
→
CLASE A

APLICA

vi. Confinamiento de la mampostería

$A_c \geq 25 b$

Columna

x=
cm
y=
cm
Ac=
cm2

b=
cm

600
≥
375
→
CLASE A

APLICA

vii. Resistencia al Corte de la mampostería

$\tau =$
τ/m2

0
>
30
→
OTRA CLASE

APLICA

Figura 33. Hoja P1. Organización del sistema resistente – Edificio clase A.

EDIFICIO CLASE B

i. Vivienda con mampostería de ladrillos o bloques de hormigón - "CLASE B"

mampostería de: Ladrillo ☐ Bloque ☐ Otro ☒ APLICA ☐
Calidad de mortero: Regular ☐ Buena ☒ Muy Buena ☐

ii. Huecos en paneles (mampostería)

L= 2.40 m b= 0.15 m
d= 3.80 m
n= 1.35 m
m= 2.30 m

$$m * n \leq 0.6 L * d$$

3.105 < 5.47 → CLASE B

APLICA ☐

iii. Relación altura - espesor de la mampostería

$$\frac{L}{b} \leq 30$$

16 < 30 → CLASE B

APLICA ☐

iv. Separación entre mampostería y viga superior no mas de 3 cm:

SI ☐ OTRA CLASE
NO ☐ CLASE A

APLICA ☐

v. mampostería no sobresalga al filo extremo del pórtico

$$s \leq 0.3 * b$$

S= cm
b= cm
0 ≤ 4.5 → CLASE B

APLICA ☐

vi. Confinamiento mampostería

$$A_c \geq 20 b$$

Columna
bc= cm
ac= cm
Ac= 600 cm²

APLICA ☐

b= cm
600 ≥ 300 → CLASE B

vii. Resistencia al Corte de la mampostería

τ= T/m²
0 ≥ 15 → OTRA CLASE

APLICA ☐

Figura 34. Hoja P1. Organización del sistema resistente – Edificio clase B.

EDIFICIO CLASE C

Pertenecen a esta categoría, los edificios que no clasificaron como A o como B

APLICA

APLICA

APLICA

APLICA

APLICA

APLICA

APLICA

Figura 35. Hoja P1. Organización del sistema resistente – Edificio clase C.

2.5.7.3. Hoja 3: P2. Calidad del Sistema Resistente

Se evaluó el tipo de material empleado, tanto hormigón, acero, como mampostería con su mortero; además se consideró la calidad de la mano de obra y el año de construcción del edificio (**Tabla 13**).

Tabla 13. Consideraciones de clasificación P2. Calidad del sistema resistente

Edificio Clase A:	Edificio Clase B	Edificio Clase C
El hormigón superior a 210 (kg/cm². No deben existir zonas de “hormiguero” El acero de refuerzo es corrugado y no está a la vista. Mampostería conformada por elementos compactos y el mortero utilizado es de buena calidad. La información disponible elimina la posibilidad de una mala calidad de ejecución de la obra o de una modalidad constructiva errónea.	Cuando no pertenece a la clase A o C	Edificios que cumplan al menos dos de las siguientes características: Acero de refuerzo visible, oxidados o mal distribuido. La mampostería es de mala calidad La construcción de los elementos estructurales es de mala calidad. La resistencia del hormigón es inferior a 210(kg/cm²).

Se estableció campos de ingreso de datos (**Figura 36**) para objeto de cálculo de los requisitos para su clasificación y un resumen con la misma función que la anterior (**Tabla 14**).

2.- Calidad del Sistema Resistente

Datos:

Edad de la vivienda= 20 años

Medida esclerómetro= 190 Kg/cm²

Figura 36. Hoja P2. Calidad del sistema resistente – Ingreso de datos.

Tabla 14. Hoja P2. Calidad del sistema resistente – Resumen.

RESUMEN			
2.- Calidad del Sistema Resistente			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
i.	0	0	1
ii.	1		0
iii.	1		0
iv.	1		0
v.	0		1
CLASE	0	0	1

Se planteó las interrogantes para la clasificación de cada clase de edificación y sub-parámetro. Como se puede ver en las (**Figuras 37, 38, 39**).

EDIFICIO CLASE A

i. Resistencia del Hormigón

APLICA

Kg/cm2	>	Kg/cm2	→	OTRA CLASE
190		210		

ii. Presencia de zonas de Hormiguero

Si	1
No	1

APLICA

iii. Existencia de acero Corrugado y no visibles

Si	1
No	1

APLICA

iv. Calidad de Mampostería y mortero

Elementos compactos

Si	1
No	1

APLICA

Buena Calidad mortero

Si	1
No	1

v. Calidad ejecución

Calidad de Mano de Obra

Si	1
No	1

APLICA

Modalidad Constructiva

Técnica	1
Informal	1

Figura 37. Hoja P2. Calidad del Sistema Resistente – Edificio Clase A.

EDIFICIO CLASE C

Edificio que presenta al menos dos de las siguientes características:

i. Resistencia del Hormigón

APLICA

Kg/cm2	<	Kg/cm2	→	CLASE C
190		210		

ii. Acero Visible y oxidado

Si	0
No	1

APLICA

iii. Juntas de Construcción mal ejecutadas

Si	0
No	1

APLICA

iv. Mampostería de mala calidad

Si	0
No	1

APLICA

v. Construcción de elementos estructurales de mala calidad

Si	1
No	1

APLICA

Figura 38. Hoja P2. Calidad del Sistema Resistente – Edificio Clase C.

EDIFICIO CLASE B

Es un edificio que no pertenece a las categorías A o C.

APLICA 0

Figura 39. Hoja P2. Calidad del Sistema Resistente – Edificio Clase B.

2.5.7.4. Hoja P3. Resistencia convencional.

Se evalúo el cociente entre el cortante resistente y el cortante actuante, así como las condicionantes para cada clase (**Tabla 15**).

$$\alpha = \frac{V_R}{V_S}$$

Dónde:

V_R = Cortante resistente

V_S = Cortante actuante

Tabla 15. Consideraciones de clasificación P3. Resistencia convencional.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
Cuando α cumple: $\alpha \geq 1.5$	Cuando α cumple: $0.7 < \alpha < 1.5$	Cuando α cumple: $\alpha < 0.7$

Se estableció campos de ingreso de datos (**Figura 40**) para objeto de cálculo y un resumen similar al anterior (**Tabla 16**).

Ingresamos datos de:

Altura del edificio (m)

Total de columnas.

ϕ_p , ϕ_e = Factores de reducción de planta y elevación.

Tenemos datos ingresados en Hoja P1 - Organización del sistema resistente.

b_r , a_r = base y altura resistente (medidas x,y de columna en centímetros).

f'_c = Resistencia del hormigón (medida del esclerómetro).

3.- Calidad de la Resistencia Convencional

DATOS:

Altura del edificio= 10.35 m

br= 20 cm

ar= 30 cm

total de columnas= 18 u

Figura 40. Hoja P3. Resistencia convencional – Ingreso de datos.

Tabla 16. Hoja P3. Resistencia convencional – Resumen.

RESUMEN			
3.- Calidad de la Resistencia Convencional			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
$\alpha=$	1	0	0
Esclerometro	0	0	1
CLASE	0	0	1

Se programaron los cálculos para la clasificación de la vivienda, los demás valores necesarios se tomaron de las tablas del INEN CPE 5: 2001. Como se puede ver en las (Figuras 41, 42, 43, 44).

Determinación del Periodo (T).

Determinar el Periodo (T)

Altura del edificio		
H=	10.35	m

$$T = 0.0731 H^{3/4}$$

T= 0.42 seg.

$\phi_p =$ 1

$\phi_e =$ 1

R= 8

ϕ_p :	irregularidad en planta	R=	Factor de reducción de las fuerzas sísmicas
ϕ_e :	irregularidad en elevación	R=8	Para estructura conformada por vigas y columnas sin muros de corte.
		R=5	Para estructuras con losa plana el valor máximo R es 5.

Figura 41. Hoja P3. Determinación el Periodo (T).

Determinar Cante Actante (Vs)		CEC2000
Z=	0.4	Zonificación sísmica
I=	1	Coefficiente de importancia
S=	1.2	Perfil del suelo
Cm=	3	

$$C = \frac{1.25 S^S}{T} \leq C_m$$

C=	3
----	----------

C = No debe exceder del valor de Cm establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

Φ_p, Φ_e = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

W=	296.98	Tn
----	---------------	----

$$V_0 = \frac{Z I C}{R \phi_p \phi_e} W$$

Vs=	44.55	Tn
-----	--------------	----

Figura 42. Hoja P3. Determinación cortante actuante.

Determinación del Cortante Resistente (V_R).

f'c=	190	kg/cm2	
br=	20	cm	
ar=	30	cm	
A=	0.06	m2	Área de secciones transversales de elementos resistentes.
# total de columnas=	18		
τ =	372	Tn/m2	$\tau = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} b * d = 0.45 \sqrt{f'_c} b * d$
Vr=	401.9	Tn	$V_R = A \times \tau$

Figura 43. Hoja P3. Determinación cortante resistente.

Comprobación del coeficiente de resistencia convencional (α).

Resistencia Convencional

$$\alpha = \frac{V_R}{V_S}$$

$\alpha =$	9.02	Clase A
------------	------	---------

Figura 44. Hoja P3. Comprobación del coeficiente de resistencia convencional (α).

2.5.7.5. Hoja P4. Posición del edificio y cimentación.

Se evaluó por observación la influencia del terreno y de la cimentación. El análisis se limita a la consistencia y pendiente del terreno, probables diferencias entre las cotas de cimentación y presencia de terraplenes no equilibrados; se observó además que no existan fisuras horizontales en muros que indiquen la existencia de asentamientos diferenciales (**Tabla 17**).

Tabla 17. Consideraciones de clasificación P4. Posición del edificio y cimentación.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
El edificio se encuentra sobre: Un suelo duro y en una topografía plana es lo más seguro posible y su valor será $K=0$. Un terreno de dureza intermedia o con mayor resistencia y en una pendiente menor a 15% también será clase A pero ya no tiene evaluación $K=0$ sino un poco mayor. Si se encuentra en un suelo rocoso con una pendiente menor al 30%.	Cuando no cumple con los requisitos de las clases A o C.	Cuando: La edificación posee una cimentación insuficiente para cualquier tipo de suelo. Edificio sobre suelo tipo S2 con pendiente mayor al 30% o bien sobre terreno tipo S1 con pendiente superior al 60%.

Se estableció campos de ingreso directo de datos, clasificados acorde a las condiciones establecidas para la clasificación para cada clase de edificación como se muestra en la (**Figura 45**), y se elaboró el resumen (**Tabla 18**).

4.- Posición del Edificio y Cimentación

EDIFICIO CLASE A

Suelo duro		Suelo con dureza intermedia		Suelo rocoso		
Pendiente	Plana	Pendiente	<15%	Pendiente	<30%	APLICA
k=	0	k=	1			

EDIFICIO CLASE B

Edificio que no clasifica como A o como C.

APLICA

EDIFICIO CLASE C

Cimentación insuficiente para cualquier tipo de terreno

Suelo con dureza intermedia		Suelo rocoso		
Pendiente	>30%	Pendiente	>60%	APLICA

Empujes no equilibrados

Proximo a una colina

Figura 45. Hoja P4. Posición del edificio y cimentación – Ingreso de datos.

Tabla 18. Hoja P4. Posición del edificio y cimentación – Resumen.

RESUMEN			
4.- Posición del Edificio y Cimentación			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
	1	0	0
CLASE	1	0	0

2.5.7.6. Hoja P5. Losas.

Se enfocó en el análisis de la rigidez de la losa, la cual depende de factores tales como: El material utilizado, la relación largo/ancho y aberturas que ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro de la losa.

Tabla 19. Consideraciones de clasificación P5. Losas.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
Cuando la losa bien rígida y bien conectada con elementos verticales, El Área Aberturas < 30% Área de la Losa en planta.	Cuando no pertenece a la clase A o C	Cuando la losa no es rígida y no están bien conectadas con los elementos verticales. El Área Aberturas > 50% Área de la Losa en planta.

Se estableció campos de ingreso directo de datos (**Figura 46**) de acuerdo a las condiciones establecidas para la clasificación de cada clase (**Tabla 20**):

Ingresamos datos de:

Áreas de aberturas en la losa (m)

Área total de la losa (m).

Vinculamos además el dato f'_c = Resistencia de hormigón obtenida por esclerómetro ingresado en el P2. Calidad del sistema resistente.

5.- Losas

EDIFICIO CLASE A

Losa rígida y bien conectada a elementos resistentes verticales

Área de aberturas en la losa

A1=	2.78	m	x	2.48	m	=	6.89
A2=		m	x		m	=	0.00
A3=		m	x		m	=	0.00
A4=		m	x		m	=	0.00
Atotal (m2)=							6.89

Área Total de la Losa

A1=	16.2			10.2	m	=	165.24
A2=					m	=	0.00
A3=		m	x		m	=	0.00
A4=		m	x		m	=	0.00
Alosa (m2)=							165.24

El Área Aberturas < 30% Área de la Losa en planta

6.89 < 49.572 → CLASE A

EDIFICIO CLASE B

Edificio que no clasifica como A o como C.

APLICA 0

EDIFICIO CLASE C

Losa poca rígida y mal conectadas a los elementos resistentes v.

El Área Aberturas > 50% Área de la Losa en planta

6.89 > 82.62 → OTRA CLASE

APLICA 0

f'c= 190

NOTA: De acuerdo a la c 21

Figura 46. Hoja P5. Losas – Ingreso de datos.

Se elaboró de igual forma el resumen (**Tabla 20**) con la diferencia que en este parámetro involucra la condicionante de resistencia del hormigón, la cual se programó para el efecto de evaluación comprobando primero si el hormigón de la vivienda evaluada cumple con la resistencia mínima (210 Kg/cm²).

Tabla 20. Hoja P5. Losas – Resumen.

RESUMEN			
5.- Losas			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
	1	0	0
Esclerómetro	0	0	1
CLASE	0	0	1

$f'_c =$	190
----------	-----

NOTA: De acuerdo a la calidad del hormigón tomada con esclerómetro es menor a 210 kg/cm ² se lo califica como clase C.	
---	--

2.5.7.7. Hoja P6. Configuración en planta.

Este parámetro se enfocó en la evaluación de la configuración en planta, puesto que el diseño tradicional con vigas y columnas, se lo hace para valores altos de ductilidad; pero si la estructura es irregular y tiene problemas de torsión, no alcanza la ductilidad deseada.

El modo de falla por torsión es frágil y si la falla es por torsión, la estructura no va a alcanzar la ductilidad para la que fue diseñada, es por esto que se prefiere tener plantas regulares para que presenten traslaciones puras y no un acoplamiento traslación-torsión.

Tabla 21. Consideraciones de clasificación P6. Configuración en planta.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
Edificio con planta regular que satisface los siguientes requisitos: $\delta_1 > 0.4$ $\delta_2 < 0.2$ $\delta_3 < 0.1$ $\delta_4 > 0.5$	Edificio que no clasifica como A o C.	Edificio con planta irregular que verifica uno de los siguientes requisitos: $\delta_1 < 0.2$ $\delta_2 > 0.4$ $\delta_3 > 0.2$ $\delta_4 < 0.25$

Se estableció campos de ingreso directo de datos para el cálculo acorde a las condiciones establecidas en cada clase de edificación (**Tabla 21**) y se programó para discernir su clasificación, como se muestra en las (**Figuras 47, 48, 49, 50, 51**).

➤ **Configuración en planta.**

6. Configuración en planta			
- Planta cuadrada	☐	Clase A	0
Planta rectangular o similar	☒	Clase B	1
Planta tipo T, L, U sin juntas	☐	Clase C	0

Figura 47. Hoja P6. Configuración en planta.

➤ **i. Cálculo δ_1 .**

a = lado menor del rectángulo que circunscribe al edificio en planta.

L = lado mayor del rectángulo que circunscribe al edificio en planta.

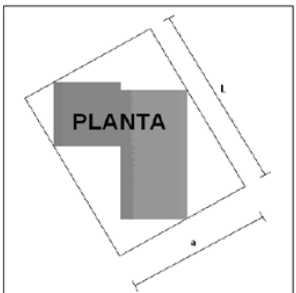
i.							
	$\delta_1 = a / L$ L = 16.20 m a = 10.20 m d1 = 0.63 → CLASE A <table border="1" style="float: right;"> <tr><td>A</td><td> 1 </td></tr> <tr><td>B</td><td> 0 </td></tr> <tr><td>C</td><td> 0 </td></tr> </table>	A	1	B	0	C	0
A	1						
B	0						
C	0						

Figura 48. Hoja P6. Cálculo δ_1 .

➤ **ii. Cálculo δ_2 .**

e = excentricidad del edificio (Datos vinculados de la hoja 13 de resultados de modelación rápida de la edificación en ETABS). (**Tabla 31**).

d = dimensión menor en planta del edificio.

ii.							
Centro de masa : XCM = 5.139 m YCM = 7.431 m	Centro de rigidez : XCR = 4.902 m YCR = 3.954 m						
DATOS TOMADOS DE TABLA DE RESULTADOS DE ETABS							
EXCENTRICIDAD: ex = 0.237 ey = 3.477	e max x = 0.81 e max y = 0.51 Lx = 10.20 m Ly = 16.20 m						
excentricidad (e) = 0.237 dim. men. planta (d) = 10.200 m OK PROBLEMAS DE TORSIÓN							
$\delta_2 = e / d$	d2 = 0.02 → CLASE A <table border="1" style="float: right;"> <tr><td>A</td><td> 0 </td></tr> <tr><td>B</td><td> 1 </td></tr> <tr><td>C</td><td> 0 </td></tr> </table>	A	0	B	1	C	0
A	0						
B	1						
C	0						

Figura 49. Hoja P6. Cálculo δ_2 .

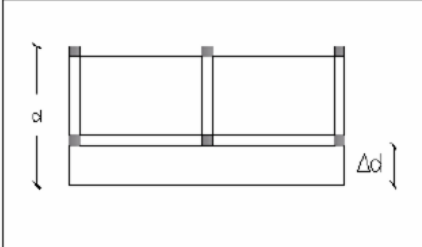
En este parámetro debido a la precisión obtenida al determinar los centros de masa y rigidez de la edificación se identificó los problemas de torsión existentes. Razón por la cual se la clasifica como clase A si no tuviere este problema en X y en Y, si se presenta en uno de ellos se califica como clase B y como clase C si se encuentra en los dos sentidos. Como se puede observar en la (Figura 49).

➤ **iii. Cálculo δ_3 .**

Δ_d = longitud del voladizo

d = longitud total en la dirección del voladizo.

iii.



$Dd =$ 1.50 m volado
 $d =$ 10.20 m

$\delta_3 = \Delta d / d$
 $d3 =$ 0.15 → CLASE B

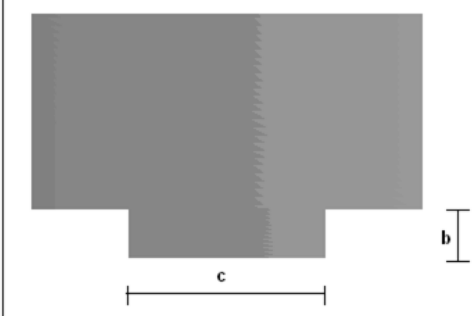
A	0
B	1
C	0

Figura 50. Hoja P6. Cálculo δ_3 .

➤ **iv. Cálculo δ_4 .**

Este parámetro se evaluó dependiendo si de la edificación tiene esta característica.

iv.



$c =$ 0 m
 $b =$ 0 m

$\delta_4 = c / b$
 $d4 =$ #!DIV/0! → #!DIV/0!

A	0
B	0
C	0

Figura 51. Hoja P6. Cálculo δ_4 .

Para este efecto en esta hoja se incluyeron: Croquis del terreno (Figura 52) y croquis del edificio (Figura 53).

- Croquis del terreno

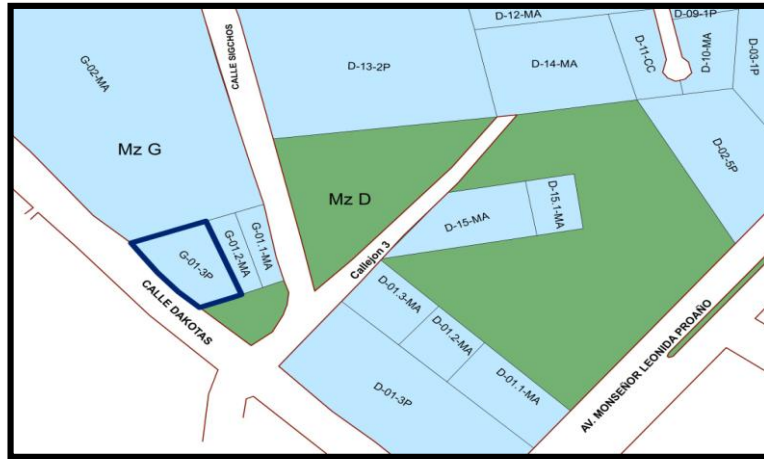


Figura 52. Hoja P6. Croquis del terreno, vivienda G-01-3P Liribamba.

- Croquis del edificio

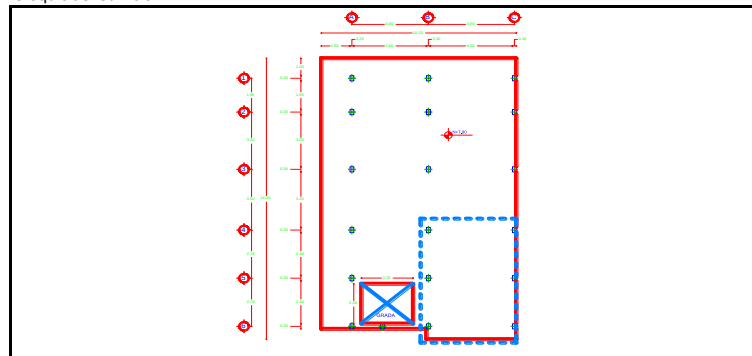


Figura 53. Hoja P6. Croquis del edificio, vivienda G-01-3P Liribamba.

Se elaboró de igual forma un resumen con la misma función que las anteriores. (Tabla 22).

Tabla 22. Hoja P6. Configuración en planta – Resumen.

RESUMEN			
Configuración en planta			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
i.	0	1	0
ii.	1	0	0
iii.	0	1	0
iv.	0	0	0
CLASE	0	1	0

2.5.7.8. Hoja P7. Configuración en elevación.

Se evaluaron las consideraciones para cada clase de edificación (**Tabla 23**), basado en tres aspectos básicos y son los siguientes:

- a) La relación entre la longitud de una torre de altura T, situada sobre el edificio y la altura total H,
- b) Variación de altura entre pisos.
- c) distribución de la masa en altura de cada piso.

Tabla 23. Consideraciones de clasificación P7. Configuración en elevación.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
Edificio que no hay variaciones significativas del sistema resistente, piso inferior más fuerte que el superior, masa va decreciendo en altura y: $0,9 \leq T/H \leq 0,1$	Edificio que no clasifica como A o C.	Edificios con variación del sistema resistente. Hay aumentos de masa en altura superior al 20% y: $0,1 \leq T/H \leq 0,3$ $0,7 \leq T/H \leq 0,9$ O bien sin variación significativo pero: $0,3 \leq T/H \leq 0,7$

En esta hoja incluye un croquis de elevación del edificio (**Figura 54**), con efecto de referencia de elevación y distribución de masa en la edificación (Modelo en ETABS).

- Croquis de elevación

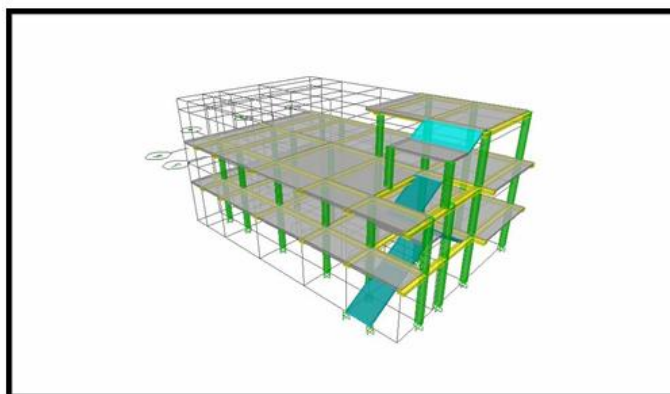


Figura 54. Hoja P7. Croquis de elevación, vivienda G-01-3P Liribamba.

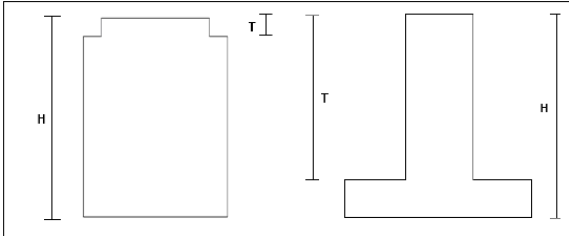
Se estableció campos de ingreso de datos para el cálculo y las condiciones establecidas en cada clase de edificación (**Tabla 23**), y se programó para discernir su calificación (**Figuras 55, 56 y 57**).

➤ **i. Relación de T/H.**

H = altura total del edificio (m). Dato vinculado de la hoja 4 – P3. Resistencia convencional.

T = la altura de entrepiso (m).

i. Relación de T/H



NÚMERO DE PLANTAS= Pisos

T = m H = m
altura total del edificio

T/H = 0.22

si la estructura es de una planta es CLASE A, mas de una se debe calcular.

< 0,1 o >0,9	10%	clase A
entre 0,1 y 0,3	20%	clase C
entre 0,7 y 0,9	20%	clase C
entre 0,3 y 0,7	40%	clase C

A	0
B	0
C	1

Figura 55. Hoja P7. Cálculo relación de T/H.

➤ **ii. Altura de entre piso.**

Información tomada de las geometrías y se consideró si la variación de altura era significativa.

ii. Altura de entre piso : h1 igual a los pisos superiores

SI CLASE A
 NO OTRA CLASE

A	1
B	0
C	0

Figura 56. Hoja P7. Calificación, variación de altura de entre piso.

➤ **iii. Distribución de peso en cada piso.**

Este cálculo se lo realizó vinculando los pesos obtenidos de la modelación rápida en ETABS de la hoja 13 (**Tabla 32**), correspondiente a cada piso y se programó para que determine su distribución, variación y clasificación.

					A	0
					B	0
					C	1
Peso acumulado :	1	297	141	47.55%	0.00%	
	2	156	130	43.86%	3.69%	
	3	25.5	25.5	8.60%	35.26%	
	4					
					38.95% CLASE C	

Figura 57. Hoja P7. Distribución de peso en cada piso.

Se elaboró la tabla de resumen con la misma función que las anteriores.

Tabla 24. Hoja P7. Configuración en elevación–Resumen.

RESUMEN			
Configuración en elevación			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
i.	0	0	1
ii.	1	0	0
iii.	0	0	1
CLASE	0	0	1

2.5.7.9. Hoja P8. Conexión elementos críticos.

Se enfocó en el proceso constructivo, observando la geometría de las uniones viga-columna.

Tabla 25. Consideraciones de calificación P8. Conexión elementos críticos.

Edificio Clase A:	Edificio Clase B	Edificio Clase C
La conexión viga columna es buena, cuando se satisface la siguiente relación: $bV \leq 0.75 bC$ Dimensión mínima de una columna es mayor a 25cm	Calidad mediocre de la unión viga columna o cuando no pertenece a las categorías A o C.	Calidad deficiente de la unión viga-columna, si se verifica uno de los siguientes casos: El ancho de las vigas es mayor que el ancho de la columna Dimensión mínima de una columna es menor a 20 cm

Se estableció campos de ingreso de datos (**Figura 58**), se comparó objetivamente con las condiciones establecidas en cada clase de edificación (**Tabla 25**) y se clasificó directamente en la tabla de resumen (**Figura 58**).

Se ingresó los siguientes datos:

bv = Base de viga.

Z = Espesor de viga.

x,y = Base y altura de columna establecidas en la hoja P1. Organización del sistema resistente.

Relación viga - columna

Relación entre la excentricidad de los ejes de viga y columna

DATOS:

COL: X= 20 cm, Y= 30 cm

VIGA: bv= 30 cm, Z= 20 cm

CLASE C SI: Hancho mínima de una columna <20cm
Mas del 70% no satisfacen los de CT A

RESUMEN	
Conexión elementos críticos	
A	0
B	0
C	1

Figura 58. Hoja P8. Conexión elementos críticos, tabla de resumen.

2.5.7.10. Hoja P9. Elementos con baja ductilidad.

Se observó si existen columnas cortas en la edificación evaluada, puesto que deben evitarse, ya que está empíricamente comprobado que estas fallan ante acciones sísmicas.

Razones por las cuales el valor de la longitud libre de columnas se reduce considerablemente:

- Confinamiento lateral de la columna por muros de diferentes tipos.
- División de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Tabla 26. Consideraciones de clasificación P9. Elementos con baja ductilidad.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
No posee elementos cortos.	Cuando sus elementos tienen baja ductilidad y cumplen con la condición: $\frac{L}{4} < h < \frac{L}{2}$ $\frac{L}{2} < h < \frac{2 * L}{3}$	Cuando sus elementos tienen baja ductilidad y cumplen con la condición: $h < \frac{L}{4}$ En elementos que requieren de elevada ductilidad: $h < \frac{L}{2}$

Dónde:

L : Corresponde al largo total del elemento.

h : Corresponde a la altura libre que posee este elemento.

Se estableció campos de ingreso de datos para comparar con las condiciones establecidas en cada clase de edificación (**Tabla 26**) y se clasificó directamente en la tabla de resumen (**Figura 59**).

9. Elementos con baja ductilidad

i. Elementos cortos

SI 0 OTRA CLASE

NO 1 CLASE A

Diagrama de un elemento corto: una sección transversal de un muro con una altura libre h y un largo total L .

Diagrama de un elemento con baja ductilidad: un edificio de tres pisos con una altura libre h y un largo total L .

RESUMEN			
Elementos con baja ductilidad			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
CLASE	1	0	0

Figura 59. Hoja P9. Elementos con baja ductilidad - Tabla de resumen.

Si la edificación evaluada posee elementos de baja o alta ductilidad se procedió al cálculo, caso contrario se la clasifica directamente en clase A.

2.5.7.11. Hoja P10. Elementos no estructurales.

Aquí fundamentalmente se analizó el criterio de estabilidad que reduzca el riesgo de caída de estos elementos sobre los ocupantes de la edificación o sobre transeúntes.

Tabla 27. Consideraciones de calificación P10. Elementos no estructurales.

Edificio Clase A	Edificio Clase B	Edificio Clase C
Cuando los elementos externos están anclados de manera eficiente.	Cuando los elementos externos son estables pero con anclajes o conexiones poco fiables.	Cuando cuyos elementos externos son inestables y mal conectados.

Se clasifico directamente de acuerdo a las observaciones de la edificación evaluada y consideraciones establecidas para cada clase (**Tabla 27**), relacionado directamente en la tabla de resumen. (**Tabla 28**).

10. Elementos no estructurales		
Clase A		Elementos externos estables o anclados de manera eficiente
Clase B		Elementos externos estables o anclados de manera poco fiable
Clase C		Elementos inestables y mal conectados

Figura 60. Hoja P10. Elementos no estructurales.

Tabla 28. Hoja P10. Elementos no estructurales – Resumen.

RESUMEN			
Elementos no estructurales			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
	0	1	0

2.5.7.12. Hoja P11. Estado de conservación.

En la evaluación de este parámetro se buscó dar importancia al estado “real” de la estructura, en contraposición a los modelos usuales utilizados para realizar los cálculos:

Tabla 29. Consideraciones de clasificación P11. Estado de conservación.

Edificio Clase A:	Edificio Clase B	Edificio Clase C
Cuando las columnas, losas, mamposterías no se encuentren fisuradas.	Cuando el edificio no clasifique como A o como C.	Cuando más del 30% de los elementos principales se encuentran fisurados.

Se clasifico directamente de acuerdo a las observaciones de la edificación evaluada y consideraciones establecidas para cada clase (**Tabla 29**), relacionado directamente a la tabla de resumen. (**Tabla 30**).

Esta calificación se realiza con ayuda del registro fotográfico de cada vivienda y su edad determinada por el año de construcción, ingresada en el P2. Calidad del sistema resistente.

11. Estado de conservación.		
Clase A		Edificios cuyas vigas, columnas, losas y mamposteria no estén fisuradas
Clase B		Edificios que no son A o C
Clase C		Si los elemento principales presenta mas de 30% de fisuras y si la losa tiene fisuras, presenta daños en la cimentación.

Figura 61. Hoja P11. Estado de conservación.

Tabla 30. Hoja P11. Estado de conservación – Resumen.

RESUMEN			
Estado de conservación.			
	CLASE A	CLASE B	CLASE C
	0	1	0

2.5.7.13. Hoja ETABS.

Se muestra las tablas que se obtuvieron de la modelación rápida en ETABS de las edificaciones: se tabla de centro de masa y rigidez, y distribución de pesos en cada piso (**Tablas 31, 32**).

Tabla 31. ETABS Tablas de centro de masa y rigidez.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	P1	13.8953	13.8953	5.219	7.457	13.8953	13.8953	5.219	7.457	4.509	2.782
STORY2	P2	13.6552	13.6552	5.139	7.431	13.6552	13.6552	5.139	7.431	4.902	3.954
STORY3	P3	2.8012	2.8012	7.566	2.992	2.8012	2.8012	7.566	2.992	6.855	3.215

Tabla 32. ETABS. Tabla de distribución de pesos.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY3	D	Top	25.53	0	0	0	78.559	-195.663
STORY3	D	Bottom	33.49	0	0	0	92.633	-235.093
STORY3	L	Top	0	0	0	0	0	0
STORY3	L	Bottom	0	0	0	0	0	0
STORY3	SX	Top	0	-5.54	0	18.291	0	0
STORY3	SX	Bottom	0	-6.07	0	19.028	0	-14.854
STORY3	SY	Top	0	0	-5.54	-43.263	0	0
STORY3	SY	Bottom	0	0	-6.07	-45.462	14.854	0
STORY3	DCON1	Top	35.74	0	0	0	109.983	-273.928

2.5.8. Aplicación del método SNGR, para determinar el índice de vulnerabilidad sísmica.

Se evalúa las viviendas tipo: media agua y hormigón armado, es decir se aplicó a todas las viviendas levantadas. Se analizó diez parámetros detallados a continuación.

2.5.8.1. Sistema estructural.

En este parámetro se evaluó la tipología predominante de la estructura y se obtuvo (Tabla 33):

- Calificación 0 cuando la tipología predominante es: hormigón armado.
- Calificación 1 cuando la tipología es: estructura metálica, estructura de madera o mixta metálica / hormigón.
- Calificación 5 cuando la tipología es: estructura de pared portante o mixta (madera / hormigón).
- Calificación 10 cuando la tipología es: con estructura de caña.

Tabla 33. Evaluación del sistema estructural.

Sistema Estructural	Describe la tipología estructural predominante en la edificación	hormigón Armado	0
		Estructura Metalica	1
		Estructura de Madera	1
		Estructura de Caña	10
		Estructura de Pared Portante	5
		Mixta madera/ hormigón	5
		Mixta metalica/ hormigón	1

2.5.8.2. Tipo de material en paredes.

En este parámetro se evaluó el material predominante utilizado en las paredes divisorias de la edificación y se obtuvo (**Tabla 34**):

- Calificación 1: cuando el material utilizado es: pared de ladrillo, pared de bloque.
- Calificación 5 cuando el material utilizado es: pared de tapia/bahareque/madera
- Calificación 10 cuando el material utilizado es: pared de piedra, pared de adobe.

Tabla 34. Evaluación del tipo de material en paredes.

Tipo de Material en Paredes	Describe el material predominante utilizado en las paredes divisorias de la edificación	Pared de ladrillo	1
		Pared de bloque	1
		Pared de piedra	10
		Pared de adobe	10
		Pared de tapial / bahareque / madera	5

2.5.8.3. Tipo de cubierta.

En este parámetro se evaluó el tipo de material utilizado como sistema de cubierta de la edificación y se obtuvo (**Tabla 35**):

- Calificación 0 cuando el material utilizado es: hormigón armado.
- Calificación 5 cuando el material utilizado es: cubierta metálica, viga de madera y zinc, viga de madera y teja

- Calificación 10 cuando el material utilizado es: caña y zinc.

Tabla 35. Evaluación del tipo de cubierta.

Tipo de Cubierta	Describe el tipo de material utilizado como sistema de cubierta de la edificación	Cubierta metálica	5
		Losa de hormigón armado	0
		Viga de madera y zinc	5
		Caña y zinc	10
		Viga de madera y teja	5

2.5.8.4. Sistema de entrepiso.

En este parámetro se evaluó el tipo de material utilizado en el sistema de entrepisos, diferente a la cubierta y se obtuvo (**Tabla 36**):

- Calificación 0 cuando el sistema de entrepiso es: hormigón armado.
- Calificación 1 cuando el sistema de entrepiso es: entramado metálico.
- Calificación 5 cuando el sistema de entrepiso es: vigas y entramado de madera.
- Calificación 10 cuando el sistema de entrepiso es: entramado de madera/caña.

Tabla 36. Evaluación sistema de entrepiso.

Sistema de Entrepiso	Describe el tipo de material utilizado para el sistema de pisos diferentes a la cubierta	Losa de hormigón armado	0
		Vigas y entramado de madera	5
		Entramado madera/ caña	10
		Entramado metalico	1
		Entramado hormigón, metalico	1

2.5.8.5. Número de pisos.

En este parámetro se evaluó el número de pisos de la edificación debido a que su altura incide en su comportamiento y se obtuvo (**Tabla 37**):

- Calificación 0 cuando el número de pisos es: 1 piso

- Calificación 1 cuando el número de pisos es: 2 pisos.
- Calificación 5 cuando el número de pisos es: 3 pisos.
- Calificación 10 cuando el número de pisos es: 4 piso, 5 pisos o más.

Tabla 37. Evaluación del número de pisos.

Número de pisos	Se considera el número de pisos como una variable de vulnerabilidad, debido a que su altura incide en su comportamiento	1 piso	0	
		2 pisos	1	
		3 pisos	5	5
		4 pisos	10	
		5 pisos o más	1	

2.5.8.6. Año de construcción.

En este parámetro se evaluó el año de construcción de la edificación (edad de la edificación) y se obtuvo (**Tabla 38**):

- Calificación 0 cuando los años de construcción de la edificación es: entre 1991 y 2013 (menor a 23 años).
- Calificación 1 cuando los años de construcción de la edificación es: entre 1981 y 1990 (entre 23 y 33 años).
- Calificación 5 cuando los años de construcción de la edificación es: entre 1971 y 1980 (entre 33 y 43 años).
- Calificación 10 cuando los años de construcción de la edificación es: antes de 1970 (más de 43 años).

Tabla 38. Evaluación del año de construcción.

Año de Construcción	Permite tener una idea de la posible aplicación de criterios de diseño de defensa contra amenaza	antes de 1970	10
		entre 1971 y 1980	5
		entre 1981 y 1990	1
		entre 1991 y 2010	0

2.5.8.7. Estado de conservación.

En este parámetro se evaluó el estado de conservación de la edificación ya que su deterioro afecta su vulnerabilidad y se obtuvo (**Tabla 39**):

- Calificación 0 cuando su estado de conservación es: buena.
- Calificación 1 cuando su estado de conservación es: aceptable.
- Calificación 5 cuando su estado de conservación es: regular.
- Calificación 10 cuando su estado de conservación es: malo.

Tabla 39. Evaluación Estado de Conservación.

Estado de Conservación	El grado de deterioro influye en la vulnerabilidad de la edificación	buena	0
		aceptable	1
		regular	5
		malo	10

2.5.8.8. Características del suelo bajo la edificación.

En este parámetro se evaluó el tipo y características del suelo (suelo calificación S2) bajo de la edificación; se obtuvo (**Tabla 40**):

- Calificación 0 cuando el suelo es: firme y seco (S1).
- Calificación 1 cuando el suelo es: inundable (S1).
- Calificación 5 cuando el suelo es: ciénaga (S2).
- Calificación 10 cuando el suelo es: húmedo, blando, relleno (S3).

Tabla 40. Evaluación de las características del suelo bajo la edificación.

Características de suelo bajo la edificación	El tipo de terreno influye en las características de vulnerabilidad física	Firme, seco	0
		Inundable	1
		Ciénaga	5
		Húmedo, blando, relleno	10

Las viviendas de los Barrios Liribamba y Cruzada Social se encuentran sobre el tipo de suelo S2, por esta razón se calificó con 5 (Ciénaga).

2.5.8.9. Topografía del sitio.

En este parámetro se evaluó la topografía del sitio de construcción de la edificación y se obtuvo (**Tabla 41**):

- Calificación 0 cuando la topografía es: a nivel, terreno plano, sobre nivel calzada.
- Calificación 5 cuando la topografía es: bajo nivel calzada.
- Calificación 10 cuando la topografía es: escarpe positivo o negativo.

Tabla 41. Evaluación de la topografía del sitio.

Topografía del Sitio	La topografía del sitio de construcción de la edificación indica posibles debilidades frente a la amenaza	A nivel, terreno plano	0
		Bajo nivel calzada	5
		Sobre nivel calzada	0
		Escarpe positivo o negativo	10

2.5.8.10. Forma de la construcción.

En este parámetro se evaluó la forma (geometría en planta) de la edificación y se obtuvo (**Tabla 42**):

- Calificación 0 cuando la forma es: regular.
- Calificación 5 cuando la forma es: irregular.
- Calificación 10 cuando la forma es: irregularidad severa.

Tabla 42. Evaluación de la forma de construcción.

Forma de Construcción	La presencia de irregularidad en la edificación genera vulnerabilidades	Regular	0
		Irregular	5
		Irregularidad severa	10

Este procesamiento se resumió en un documento de Microsoft Excel con el código de cada vivienda (**ANEXO 8**), donde se evaluó los diez parámetros y se obtuvo su vulnerabilidad al multiplicar la calificación de cada parámetro por su valor de ponderación establecido.

2.5.9. Elaboración de mapas temáticos.

Una vez obtenidos los resultados de la evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica, en las tipologías estructurales estudiadas, mediante las dos metodologías, se puede realizar mapas de riesgo sísmico. **(ANEXO 6 y 7).**

Estos mapas se realizaron utilizando el programa ArcMap, que utiliza la tecnología SIG e incorpora la información obtenida de las viviendas del Barrio Liribamba y Cruzada Social a un Sistema de Información Geográfica (SIG), permitiendo de esta manera tener una base de datos de los índices de vulnerabilidad de las viviendas estudiadas en un entorno georeferenciado.

El software empleado en esta investigación, corresponde a la versión 10.2 de ArcGIS, esta herramienta ha permitido la elaboración de polígonos georeferenciados referentes a los predios, vinculándolos a la información respectiva que se encuentra en la base de datos.

A cada uno de las viviendas se asignó un código, el cual tiene la finalidad de asociar los atributos o características de cada edificación, con la base de datos en Microsoft Excel y la base de datos cargada en el SIG.

CAPITULO III

3. RESULTADOS

En el capítulo II se definió los métodos aplicados en la investigación, los cuales permitieron estimar mediante el análisis de diferentes parámetros los Índices de Vulnerabilidad Sísmica de cada vivienda.

Investigaciones de este tipo son importantes, ya que permite conocer la vulnerabilidad de viviendas ante un evento sísmico. Así como establecer una base de datos con códigos que ubican e identifican a cada una de ellas, además de fichas de ubicación (**Anexo 1**), cálculos de esclerómetro (**Anexo 2**) y geometrías (**Anexo 3**).

Con el procesamiento de la información antes descrita, en el apartado 2.5.7, se desarrolló la evaluación de las viviendas aplicando el método Italiano de 63 viviendas de hormigón armado en Liribamba y 25 viviendas en Cruzada Social; y en el apartado 2.5.8, aplicando el método SNGR de 104 y 29 viviendas incluidas medias aguas, en Liribamba y Cruzada Social respectivamente. Los (**Anexos 6 y 7**) contienen las tablas referentes a los resultados de la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

En el presente capítulo se muestran y analizan los resultados por medio de tablas, los parámetros que se consideraron en cada método de evaluación, así como los resultados generales. Se presenta además los mapas temáticos de los dos métodos antes mencionados.

3.1. RESULTADOS OBTENIDOS POR PARÁMETRO – MÉTODO ITALIANO.

3.1.1. Barrio “Liribamba”.

3.1.1.1. Organización del sistema resistente,

En este parámetro se obtuvo (Tabla 43):

- **13 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Si se tiene ladrillos solidos muy bien confinados.
- **8 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Conformada por vigas y columnas de hormigón armado sin muros de corte y muros de mampostería que no cumplan los requisitos de la clase A.
- **42 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Si se utiliza materiales de baja calidad y tiene ventanas muy grandes.

Tabla 43. Resultados M. Italiano. (L) - P1. Organización del sistema resistente.

PARÁMETRO	1. Organización del sistema resistente.		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	13	8	42
TOTAL	63		
%	20.63%	12.70%	66.67%

3.1.1.2. Calidad del sistema resistente.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 44):

- **9 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Si el hormigón utilizado parece de consistencia buena, no existan zonas de hormiguero y el acero corrugado no esté visible. Resistencia mayor a 210mkg/cm².
- **3 de 63** viviendas es de **Clase B** por: No cumplan los requisitos de la clase A y C.

- **51 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Si el hormigón utilizado no parece de consistencia buena, existan zonas de hormiguero y el acero corrugado esté visible. Resistencia menor a 210mkg/cm².

Tabla 44. Resultados M. Italiano. (L) - P2. Calidad del sistema resistente.

PARÁMETRO	2. Calidad del sistema resistente		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	9	3	51
TOTAL	63		
%	14.29%	4.76%	80.95%

3.1.1.3. Resistencia convencional.

En este parámetro se obtuvo (**Tabla 45**):

- **14 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Si el parámetro α es ≥ 1.5
- **0 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Si $0.7 < \alpha < 1.5$ (No se encontraron viviendas en este caso).
- **49 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Si $\alpha < 0.7$

Tabla 45. Resultados M. Italiano. (L) - P3. Resistencia convencional.

PARÁMETRO	3. Resistencia convencional		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	14	0	49
TOTAL	63		
%	22.22%	0.00%	77.78%

3.1.1.4. Posición del edificio y cimentación.

En este parámetro se obtuvo (**Tabla 46**):

- **62 de 63** viviendas es de Clase A por: Si la estructura se encuentra en un suelo duro y en topografía plana.
- **0 de 63** viviendas es de Clase B por: Si no cumple con la clase A o C. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **1 de 63** viviendas es de Clase C por: Si la cimentación insuficiente para cualquier tipo de edificación.

Tabla 46. Resultados M. Italiano. (L) - P4. Posición del edificio y cimentación.

PARÁMETRO	4. Posición del edificio y cimentación		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	62	0	1
TOTAL	63		
%	98.41%	0.00%	1.59%

3.1.1.5. Losas.

En este parámetro se obtuvo (**Tabla 47**):

- **13 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Si es la losa bien rígida y bien conectada con elementos verticales.
- **0 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **50 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Edificios no rígidas y no están bien conectadas con los elementos verticales.

Tabla 47. Resultados M. Italiano. (L) - P5. Losas.

PARÁMETRO	5. Losas		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	13	0	50
TOTAL	63		
%	20.63%	0.00%	79.37%

3.1.1.6. Configuración en planta.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 48):

- **16 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Edificio con planta regular.
- **34 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C.
- **13 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Edificio con planta irregular.

Tabla 48. Resultados M. Italiano. (L) - P6. Configuración en planta.

PARÁMETRO	6. Configuración en planta		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	16	34	13
TOTAL	63		
%	25.40%	53.97%	20.63%

3.1.1.7. Configuración en elevación.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 49):

- **52 de 63** viviendas es de **Clase A** por: No hay variaciones significativas del sistema entre dos plantas sucesivas.
- **0 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **11 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Edificio con variación del sistema.

Tabla 49. Resultados M. Italiano. (L) - P7. Configuración en elevación.

PARÁMETRO	7. Configuración en elevación		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	52	0	11
TOTAL	63		
%	82.54%	0.00%	17.46%

3.1.1.8. Conexión en elementos críticos.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 50):

- **0 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Si la conexión viga columna es buena. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **39 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C.
- **24 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Calidad deficiente de la unión viga-columna

Tabla 50. Resultados M. Italiano. (L) - P8. Conexión en elementos críticos.

PARAMETRO	8. Conexión en elementos críticos		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	0	39	24
TOTAL	63		
%	0.00%	61.90%	38.10%

3.1.1.9. Elementos de baja ductilidad.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 51):

- **57 de 63** viviendas es de **Clase A** por: No tiene elementos cortos.
- **2 de 63** viviendas es de **Clase B** por: en elementos de baja ductilidad, columnas cortas que se forman bajo gradas.
- **4 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Elementos de baja ductilidad.

Tabla 51. Resultados M. Italiano. (L) - P9. Elementos de baja ductilidad.

PARAMETRO	9. Elementos de baja ductilidad		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	57	2	4
TOTAL	63		
%	90.48%	3.17%	6.35%

3.1.1.10. Elementos no estructurales.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 52):

- **34 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Los elementos externos están anclados de manera eficiente.
- **21 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Los elementos externos son estables pero con anclajes o conexiones poco fiables.
- **8 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Cuyos elementos externos son inestables y mal conectados.

Tabla 52. Resultados M. Italiano. (L) - P10. Elementos no estructurales.

PARAMETRO	10. Elementos no estructurales		
	A	B	C
CLASE			
VIVIENDAS	34	21	8
TOTAL	63		
%	53.97%	33.33%	12.70%

3.1.1.11. Estado de conservación.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 53):

- **19 de 63** viviendas es de **Clase A** por: Si las columnas, losas, mamposterías no se encuentren fisuradas.
- **33 de 63** viviendas es de **Clase B** por: Edificio que no clasifique como A o como C.
- **11 de 63** viviendas es de **Clase C** por: Más del 30% de los elementos principales se encuentran fisurados.

Tabla 53. Resultados M. Italiano. (L) – P11. Estado de conservación.

PARAMETRO	11. Estado de conservación		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	19	33	11
TOTAL	63		
%	30.16%	52.38%	17.46%

3.1.2. Barrio “Cruzada Social”.

3.1.2.1. Organización del sistema resistente.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 54):

- **1 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Si se tiene ladrillos solidos muy bien confinados.
- **7 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Conformada por vigas y columnas de hormigón armado sin muros de corte y muros de mampostería que no cumplan los requisitos de la clase A.
- **17 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Si se utiliza bloques de baja resistencia y tiene ventanas muy grandes.

Tabla 54. Resultados M. Italiano. (CS) – P1. Organización del sistema resistente.

PARÁMETRO	1. Organización del sistema resistente		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	1.00	7.00	17.00
TOTAL	25.00		
%	4.00%	28.00%	68.00%

3.1.2.2. Calidad del sistema resistente

En este parámetro se obtuvo (Tabla 55):

- **15 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Si el hormigón utilizado parece de consistencia buena, no existan zonas de hormiguero y el acero corrugado no esté visible. Resistencia mayor a 210 kg/cm².
- **8 de 25** viviendas es de **Clase B** por: No cumplan los requisitos de la clase A y C.
- **2 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Si el hormigón utilizado no parece de consistencia buena, existan zonas de hormiguero y el acero corrugado esté visible. Resistencia menor a 210 kg/cm².

Tabla 55. Resultados M. Italiano. (CS) – P2. Calidad del sistema resistente.

PARÁMETRO	2. Calidad del sistema resistente		
	A	B	C
CLASE			
VIVIENDAS	15.00	8.00	2.00
TOTAL	25.00		
%	60.00%	32.00%	8.00%

3.1.2.3. Resistencia convencional.

En este parámetro se obtuvo (**Tabla 56**):

- **23 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Si el parámetro α es ≥ 1.5
- **0 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Si $0.7 < \alpha < 1.5$ (No se encontraron viviendas en este caso).
- **2 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Si $\alpha < 0.7$

Tabla 56. Resultados M. Italiano. (CS) – P3. Resistencia convencional.

PARAMETRO	3. Resistencia convencional		
	A	B	C
CLASE			
VIVIENDAS	23.00	0.00	2.00
TOTAL	25.00		
%	92.00%	0.00%	8.00%

3.1.2.4. Posición del edificio y cimentación.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 57):

- **0 de 25** viviendas es de Clase A por: Si la estructura se encuentra en un suelo duro y en topografía plana. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **25 de 25** viviendas es de Clase B por: Si no cumple con la clase A o C.
- **0 de 25** viviendas es de Clase C por: Si la cimentación insuficiente para cualquier tipo de terreno. (No se encontraron viviendas en este caso).

Tabla 57. Resultados M. Italiano. (CS) – P4. Posición del edificio y cimentación.

PARÁMETRO	4. Posición del edificio y cimentación		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	0.00	25.00	0.00
TOTAL	25.00		
%	0.00%	100.00%	0.00%

3.1.2.5. Losas.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 58):

- **23 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Si es la losa bien rígida y bien conectada con elementos verticales.
- **0 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **2 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Edificios no rígidas y no están bien conectadas con los elementos verticales.

Tabla 58. Resultados M. Italiano. (CS) – P5. Losas.

PARÁMETRO	5. Losas		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	23.00	0.00	2.00
TOTAL	25.00		
%	92.00%	0.00%	8.00%

3.1.2.6. Configuración en planta

En este parámetro se obtuvo (Tabla 59):

- **11 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Edificio con planta regular.
- **10 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C.
- **4 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Edificio con planta irregular.

Tabla 59. Resultados M. Italiano. (CS) – P6. Configuración en planta.

PARÁMETRO	6. Configuración en planta		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	11.00	10.00	4.00
TOTAL	25.00		
%	44.00%	40.00%	16.00%

3.1.2.7. Configuración en elevación.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 60):

- **8 de 25** viviendas es de **Clase A** por: No hay variaciones significativas del sistema entre dos plantas sucesivas.
- **10 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C
- **7 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Edificio con variación del sistema.

Tabla 60. Resultados M. Italiano. (CS) – P7. Configuración en elevación.

PARAMETRO	7. Configuración en elevación		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	8.00	10.00	7.00
TOTAL	25.00		
%	32.00%	40.00%	28.00%

3.1.2.8. Conexión en elementos críticos.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 61):

- **0 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Si la conexión viga columna es buena. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **21 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Si no pertenece a la clase A o C.
- **14 de 42** viviendas es de **Clase C** por: Calidad deficiente de la unión viga-columna

Tabla 61. Resultados M. Italiano. (CS) – P8. Conexión en elementos críticos.

PARAMETRO	8. Conexión en elementos críticos		
CLASE	A	B	C
VIVIENDAS	0.00	21.00	4.00
TOTAL	25.00		
%	0.00%	84.00%	16.00%

3.1.2.9. Elementos de baja ductilidad.

En este parámetro se obtuvo (Tabla 62):

- **16 de 25** viviendas es de **Clase A** por: No tiene elementos cortos.

- **0 de 25** viviendas es de **Clase B** por: en elementos de baja ductilidad, columnas cortas que se forman bajo gradas. (No se encontraron viviendas en este caso).
- **9 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Elementos de baja ductilidad.

Tabla 62. Resultados M. Italiano. (CS) – P9. Elementos de baja ductilidad.

PARAMETRO	9. Elementos de baja ductilidad		
	A	B	C
CLASE			
VIVIENDAS	16.00	0.00	9.00
TOTAL	25.00		
%	64.00%	0.00%	36.00%

3.1.2.10.Elementos no estructurales.

En este parámetro se obtuvo (**Tabla 63**):

- **18 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Los elementos externos están anclados de manera eficiente.
- **5 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Los elementos externos son estables pero con anclajes o conexiones poco fiables.
- **2 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Cuyos elementos externos son inestables y mal conectados.

Tabla 63. Resultados M. Italiano. (CS) – P10. Elementos no estructurales.

PARAMETRO	10. Elementos no estructurales		
	A	B	C
CLASE			
VIVIENDAS	18.00	5.00	2.00
TOTAL	25.00		
%	72.00%	20.00%	8.00%

3.1.2.11.Estado de conservación.

En este parámetro se obtuvo (**Tabla 64**):

- **1 de 25** viviendas es de **Clase A** por: Si las columnas, losas, mamposterías no se encuentren fisuradas.
- **21 de 25** viviendas es de **Clase B** por: Edificio que no clasifique como A o como C.
- **3 de 25** viviendas es de **Clase C** por: Más del 30% de los elementos principales se encuentran fisurados.

Tabla 64. Resultados M. Italiano. (CS) – P11. Estado de conservación.

PARAMETRO	11. Estado de conservación		
	A	B	C
CLASE			
VIVIENDAS	1.00	21.00	3.00
TOTAL	25.00		
%	4.00%	84.00%	12.00%

3.2. RESULTADOS OBTENIDOS POR PARÁMETRO – MÉTODO SNGR

3.2.1. Barrio “Liribamba”.

3.2.1.1. Sistema estructural.

Tabla 65. Resultados M. SNGR. (L) – P1. Sistema estructural.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Sistema Estructural	Hormigón Armado	0	63	104	61%
	Estructura Metálica	1	0		0%
	Estructura de Madera	1	0		0%
	Estructura de Caña	10	0		0%
	Estructura de Pared Portante	5	41		39%
	Mixta madera/ hormigón	5	0		0%
	Mixta metálica/ hormigón	1	0		0%

3.2.1.2. Tipo de material en paredes.

Tabla 66. Resultados M. SNGR. (L) – P2. Tipo de Material en Paredes.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Tipo de Material en Paredes	Pared de ladrillo	1	45	104	43%
	Pared de bloque	1	59		57%
	Pared de piedra	10	0		0%
	Pared de adobe	10	0		0%
	Pared de tapia / bahareque / madera	5	0		0%

3.2.1.3. Tipo de cubierta.

Tabla 67. Resultados M. SNGR. (L) – P3. Tipo de Cubierta.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Tipo de Cubierta	Cubierta metálica	5	0	104	0%
	Losa de hormigón armado	0	63		61%
	Viga de madera y zinc	5	41		39%
	Caña y zinc	10	0		0%
	Viga de madera y teja	5	0		0%

3.2.1.4. Sistema de entrepiso.

Tabla 68. Resultados M. SNGR. (L) – P4. Sistema de entrepiso.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Número de pisos	1 piso	0	77	104	74%
	2 pisos	1	22		21%
	3 pisos	5	4		4%
	4 pisos	10	0		0%
	5 pisos o más	1	1		1%

3.2.1.5. Número de pisos.

Tabla 69. Resultados M. SNGR. (L) – P5. Número de pisos.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Número de pisos	1 piso	0	77	104	74%
	2 pisos	1	22		21%
	3 pisos	5	4		4%
	4 pisos	10	0		0%
	5 pisos o más	1	1		1%

3.2.1.6. Año de construcción.

Tabla 70. Resultados M.SNGR. (L) – P6. Año de construcción.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Año de Construcción	antes de 1970	10	0	104	0%
	entre 1971 y 1980	5	1		1%
	entre 1981 y 1990	1	8		8%
	entre 1991 y 2010	0	95		91%

3.2.1.7. Estado de conservación.

Tabla 71. Resultados M.SNGR. (L) – P7. Estado de Conservación.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Estado de Conservación	buena	0	28	104	27%
	aceptable	1	72		69%
	regular	5	3		3%
	malo	10	1		1%

3.2.1.8. Características del suelo bajo la edificación.

Tabla 72. Resultados M. SNGR. (L) – P8. Características del suelo bajo la edificación.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Características de suelo bajo la edificación	Firme, seco	0	0	104	0%
	Inundable	1	0		0%
	Ciénaga	5	104		100%
	Húmedo, blando, relleno	10	0		0%

3.2.1.9. Topografía del sitio

Tabla 73. Resultados M. SNGR. (L) – P9. Topografía del sitio.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Topografía del Sitio	A nivel, terreno plano	0	1	104	1%
	Bajo nivel calzada	5	0		0%
	Sobre nivel calzada	0	103		99%
	Escarpe positivo o negativo	10	0		0%

3.2.1.10. Forma de la construcción.

Tabla 74. Resultados M. SNGR. (L) – P10. Forma de la construcción.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Forma de Construcción	Regular	0	62	104	60%
	Irregular	5	41		39%
	Irregularidad severa	10	1		1%

3.2.2. Barrio “Cruzada Social”.

3.2.2.1. Sistema estructural.

Tabla 75. Resultados M. SNGR. (CS) – P1. Sistema estructural.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Sistema Estructural	Hormigón Armado	0	25	29	86.21%
	Estructura Metálica	1	0		0.00%
	Estructura de Madera	1	0		0.00%
	Estructura de Caña	10	0		0.00%
	Estructura de Pared Portante	5	4		13.79%
	Mixta madera/ hormigón	5	0		0.00%
	Mixta metálica/ hormigón	1	0		0.00%

3.2.2.2. Tipo de material en paredes.

Tabla 76. Resultados M. SNGR. (CS) – P2. Tipo de Material en Paredes.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Tipo de Material en Paredes	Pared de ladrillo	1	29	29	100.00%
	Pared de bloque	1	0		0.00%
	Pared de piedra	10	0		0.00%
	Pared de adobe	10	0		0.00%
	Pared de tapia / bahareque / madera	5	0		0.00%

3.2.2.3. Tipo de cubierta.

Tabla 77. Resultados M. SNGR. (CS) – P3. Tipo de Cubierta.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Tipo de Cubierta	Cubierta metálica	5	0	29	0.00%
	Losa de hormigón armado	0	25		86.21%
	Viga de madera y zinc	5	4		13.79%
	Caña y zinc	10	0		0.00%
	Viga de madera y teja	5	0		0.00%

3.2.2.4. Sistema de entrepiso.

Tabla 78. Resultados M. SNGR. (CS) – P4. Sistema de entrepiso.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Sistema de Entrepiso	Losa de hormigón armado	0	25	29	86.21%
	Vigas y entramado de madera	5	4		13.79%
	Entramado madera/ caña	10	0		0.00%
	Entramado metálico	1	0		0.00%
	Entramado hormigón, metálico	1	0		0.00%

3.2.2.5. Número de pisos.

Tabla 79. Resultados M. SNGR. (CS) – P5. Número de pisos.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Número de pisos	1 piso	0	9	29	31.03%
	2 pisos	1	4		13.79%
	3 pisos	5	15		51.72%
	4 pisos	10	1		3.45%
	5 pisos o más	1	0		0.00%

3.2.2.6. Año de construcción.

Tabla 80. Resultados M. SNGR. (CS) – P6. Año de construcción.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Año de Construcción	antes de 1970	10	0	29	0.00%
	entre 1971 y 1980	5	0		0.00%
	entre 1981 y 1990	1	12		41.38%
	entre 1991 y 2010	0	17		58.62%

3.2.2.7. Estado de conservación.

Tabla 81. Resultados M. SNGR. (CS) – P7. Estado de Conservación.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Estado de Conservación	buena	0	8	29	27.59%
	aceptable	1	16		55.17%
	regular	5	1		3.45%
	malo	10	4		13.79%

3.2.2.8. Características del suelo bajo la edificación.

Tabla 82. Resultados M. SNGR. (CS) – P8. Características del suelo bajo la edificación.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Características de suelo bajo la edificación	Firme, seco	0	0	29	0.00%
	Inundable	1	0		0.00%
	Ciénaga	5	29		100.00%
	Húmedo, blando, rellenó	10	0		0.00%

3.2.2.9. Topografía del sitio.

Tabla 83. Resultados M. SNGR. (CS) – P9. Topografía del sitio.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Topografía del Sitio	A nivel, terreno plano	0	0	29	0.00%
	Bajo nivel calzada	5	0		0.00%
	Sobre nivel calzada	0	29		100.00%
	Escarpe positivo o negativo	10	0		0.00%

3.2.2.10. Forma de la construcción.

Tabla 84. Resultados M. SNGR. (CS) – P10. Forma de la construcción.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INDICADORES CONSIDERADOS	AMENAZA SÍSMICA	POR VARIABLE	TOTAL	%
Forma de construcción	Regular	0	11	29	37.93%
	Irregular	5	18		62.07%
	Irregularidad severa	10	0		0.00%

3.3. RESULTADOS GENERALES.

3.3.1. Método Italiano barrio “Liribamba”.

Tabla 85. Resultados generales, método Italiano barrio Liribamba.

%	CANTIDAD	CALIFICACIÓN	
19.05%	12	SEGURAS	
46.03%	29	MEDIANAMENTE VULNERABLES	
34.92%	22	ALTAMENTE VULNERABLES	
100.00%	63	TOTAL	

3.3.1. Método Italiano barrio “Cruzada Social”.

Tabla 86. Resultados generales, método Italiano barrio Cruzada Social.

%	CANTIDAD	CALIFICACIÓN	
36.00%	9	SEGURAS	
56.00%	14	MEDIANAMENTE VULNERABLES	
8.00%	2	ALTAMENTE VULNERABLES	
100.00%	25	TOTAL	

3.3.1. Método SNGR barrio “Liribamba”.

Tabla 87. Resultados generales, método SNGR barrio Liribamba.

%	CANTIDAD	CALIFICACIÓN	
100.00%	104	VULNERABILIDAD BAJA	
0.00%	0	VULNERABILIDAD MEDIA	
0.00%	0	VULNERABILIDAD ALTA	
100.00%	104	TOTAL	

3.3.2. Método SNGR barrio “Cruzada Social”.

Tabla 88. Resultados generales, método SNGR barrio Cruzada Social.

%	CANTIDAD	CALIFICACIÓN	
100.00%	29	VULNERABILIDAD BAJA	
0.00%	0	VULNERABILIDAD MEDIA	
0.00%	0	VULNERABILIDAD ALTA	
100.00%	29	TOTAL	

3.4. BASE DE DATOS

Son tablas y constituyen el resumen de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de las viviendas por medio de cada metodología.

Consta de información como: nombre de propietario, código, tipo y el resultado determinado de cada vivienda evaluada.

- Método Italiano (**ANEXO 4**).
- Método SNGR (**ANEXO 5**)

3.5. MAPAS TEMATICOS

Por último se muestran en las (**Figuras 62, 63, 64,65**), los mapas del índice de vulnerabilidad sísmica de las viviendas construidas en los barrios urbano-marginales Liribamba y Cruzada Social de la ciudad de Riobamba, empleando el método propuesto por la SNGR y el método Italiano (**Anexos 6 y 7**).

Estos mapas permiten la representación gráfica de los resultados de cada barrio en estudio. Los cuales servirán para tener un catastro de las viviendas construidas en este periodo y su configuración estructural, además de visualizar la ubicación de las viviendas de mayor riesgo sísmico con el objetivo de elaborar planes de respuesta, prevención, mitigación y preparación ante desastres provocados por un evento sísmico.

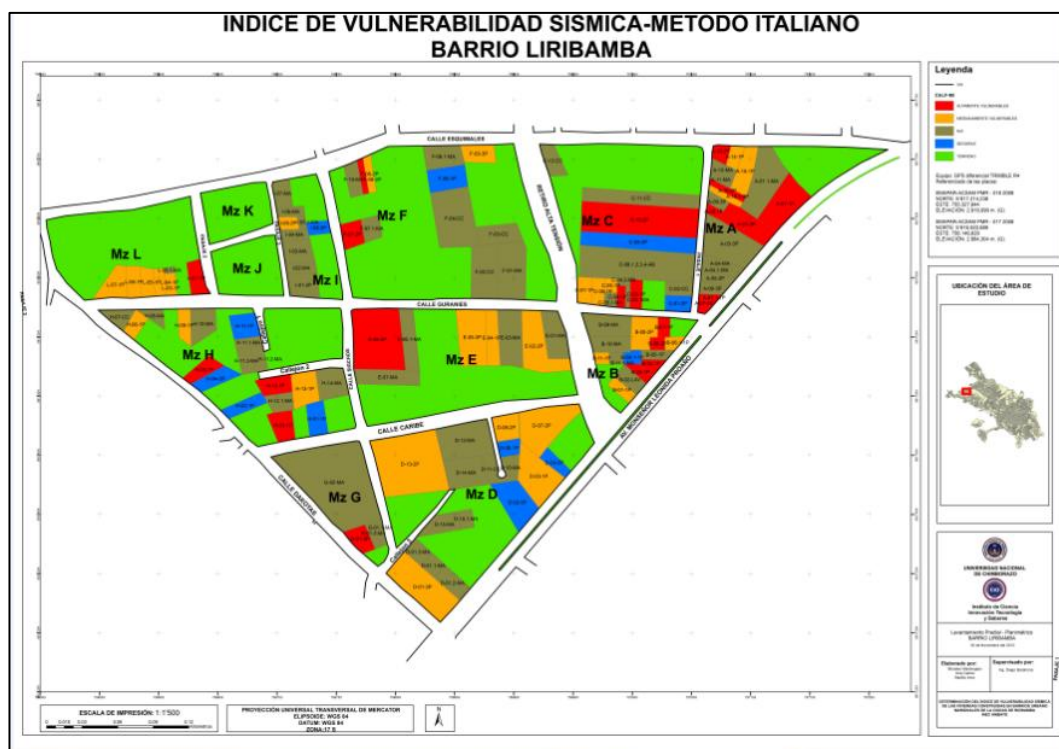


Figura 62. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método Italiano - Barrio Liribamba”.

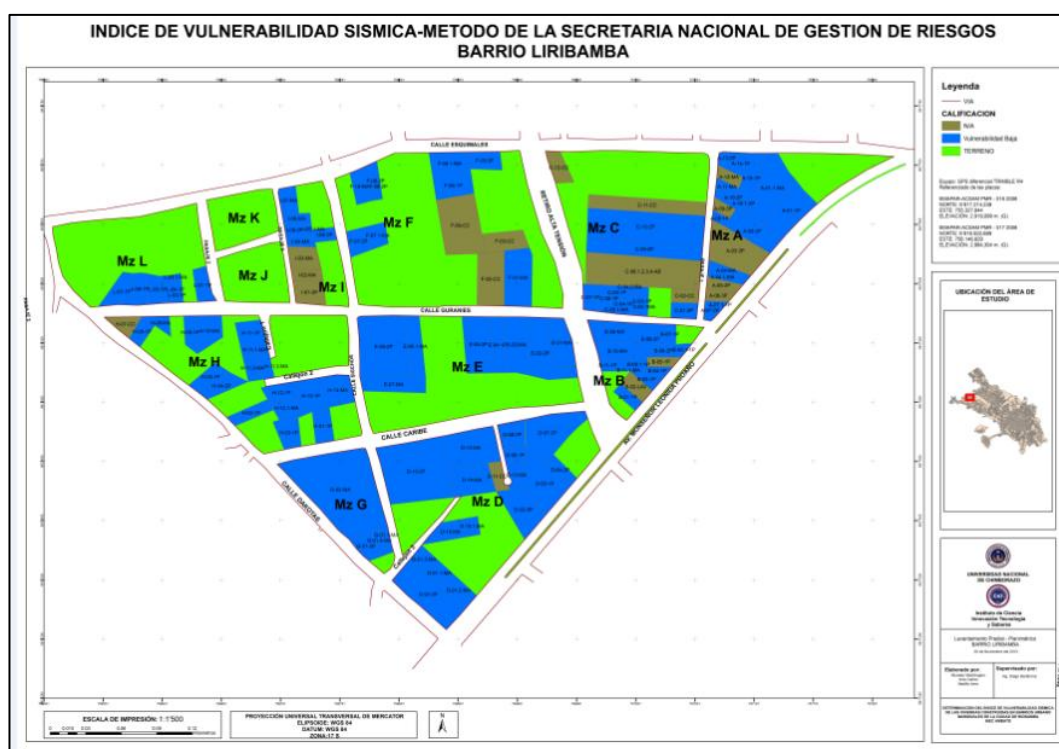


Figura 63. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método SNGR- Barrio Liribamba”.

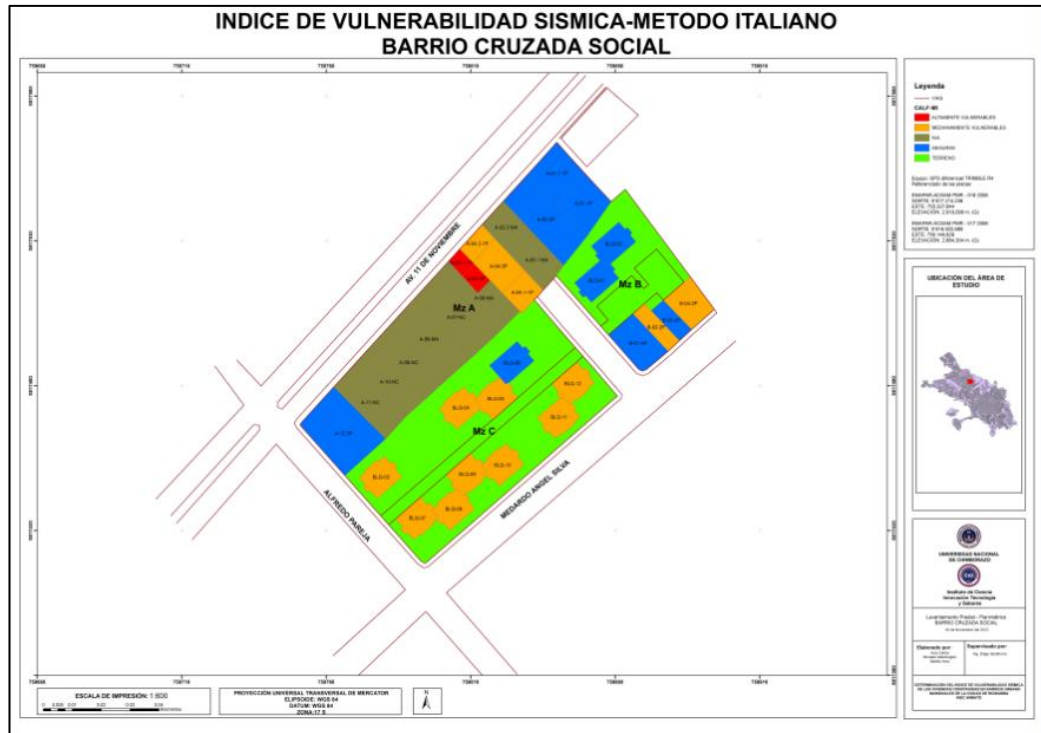


Figura 64. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método Italiano- Barrio Cruzada Social”.



Figura 65. Mapa del Índice de Vulnerabilidad Sísmica “Método SNGR- Barrio Cruzada Social”.

CAPITULO IV

4. DISCUSIÓN

El estudio realizado tiene como objetivo principal, determinar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas existentes en los barrios Liribamba y Cruzada Social utilizando dos metodologías, el método de la SNGR y el Italiano, expuestos en el capítulo II y según los resultados obtenidos en el capítulo III se establecen varias observaciones.

Estos métodos son útiles únicamente para evaluaciones de vulnerabilidad sísmica de edificios a gran escala, por lo cual resultan muy útiles para el desarrollo de estudios urbanos como en la presente investigación.

El método SNGR evalúa todos los tipos de viviendas, el método Italiano trata solo las de hormigón armado.

Durante el desarrollo de la investigación se presentaron problemas al momento del levantamiento de información en campo de cada vivienda, debido a la desconfianza o desinterés de algunos propietarios, por lo cual no se las evaluó. Además en algunas viviendas sus elementos estructurales se encontraban completamente recubiertos, razón por la cual no se pudo realizar el ensayo de esclerómetro y determinar la resistencia del hormigón.

En las (**Figuras 66 y 67**) se muestra, la comparación porcentual de los resultados de vulnerabilidad sísmica obtenida por cada método aplicado, se evidencia claramente una calificación favorable del método SNGR en comparación al método Italiano.

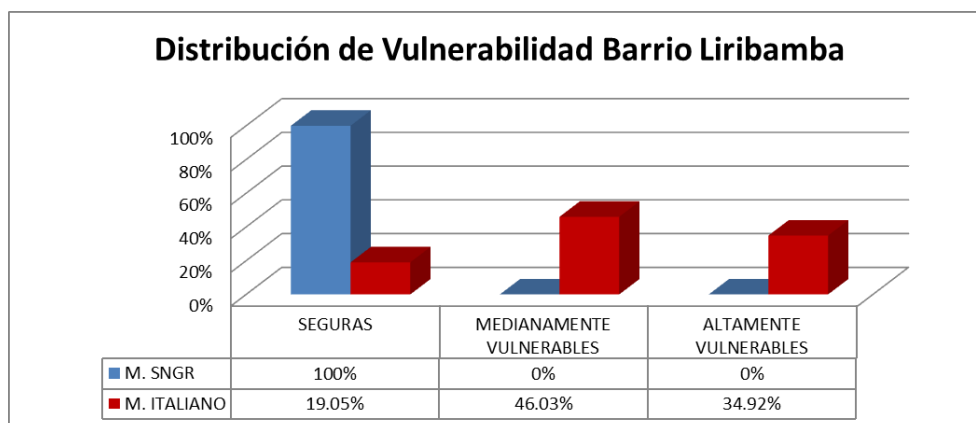


Figura 66. Comparación porcentual de vulnerabilidad Barrio Liribamba.

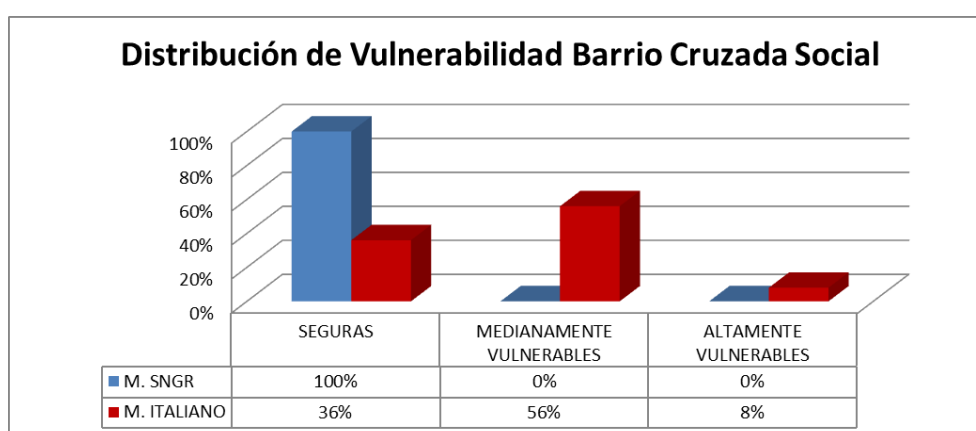


Figura 67. Comparación porcentual de vulnerabilidad Barrio Cruzada Social.

El método SNGR indica que ninguna vivienda es vulnerable (100% seguras) en cambio por el método Italiano muestra a un 46.03% (29 viviendas) calificadas como medianamente vulnerables y un 34.92% (22 viviendas) altamente vulnerables en el Barrio Liribamba. Lo que indica que el 80.95% (51 viviendas), presentan vulnerabilidad. **Tablas 85, 87)** Datos extremadamente diferentes.

En el barrio Cruzada Social, de igual forma califica el 100% como seguras y el método Italiano, a un 56% (14 viviendas) medianamente vulnerables y un 8% (2 viviendas) altamente vulnerables. Lo que indica que el 64% (16 viviendas), presentan vulnerabilidad. **(Tablas 86, 88).**

En el barrio Cruzada Social, se observa una reducción significativa del porcentaje de viviendas calificadas como altamente vulnerables y un incremento en las viviendas calificadas como seguras; fenómeno que se atribuye a la diferencia de construir planificadamente, con dirección técnica y con materiales de calidad; en contraste al barrio Liribamba en donde la construcción informal es la principal causa de los problemas existentes.

La diferencia en los resultados entre las dos metodologías, depende del nivel de alcance de cada una de ellas, al momento de considerar los parámetros de evaluación.

El método de la SNGR evalúa características de la vivienda en forma general, es decir superficialmente de acuerdo a su tipología, asume condiciones favorables de cantidad y calidad de materiales; por ejemplo en el parámetro sistema estructural, el método SNGR indica una calificación de “0” (seguras), a viviendas de hormigón armado, asumiendo que está construida con requerimientos sismoresistentes.

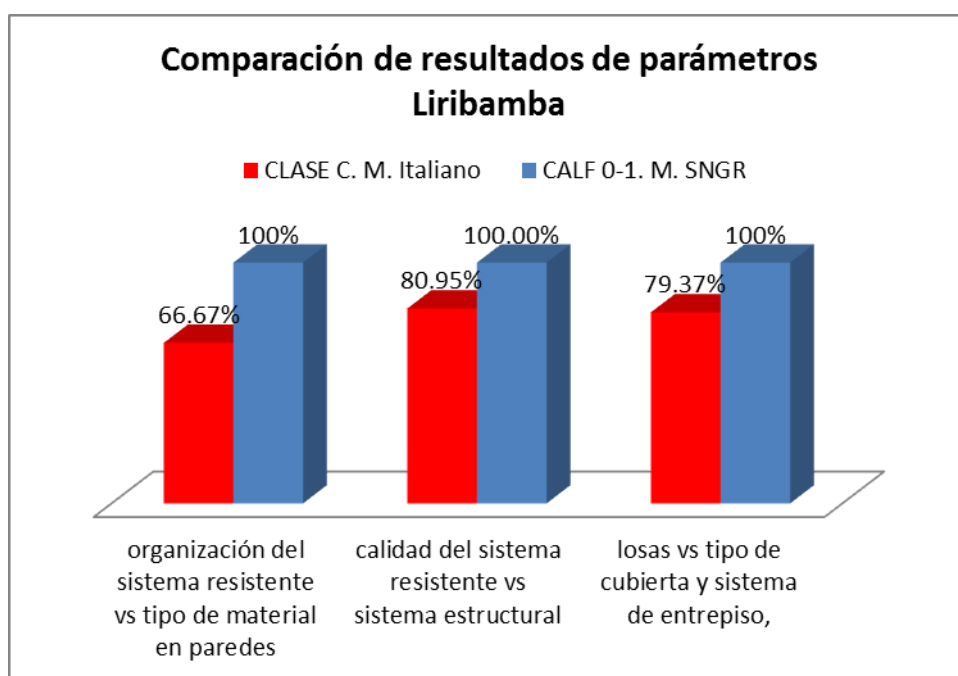


Figura 68. Comparación de resultados de parámetros Liribamba.

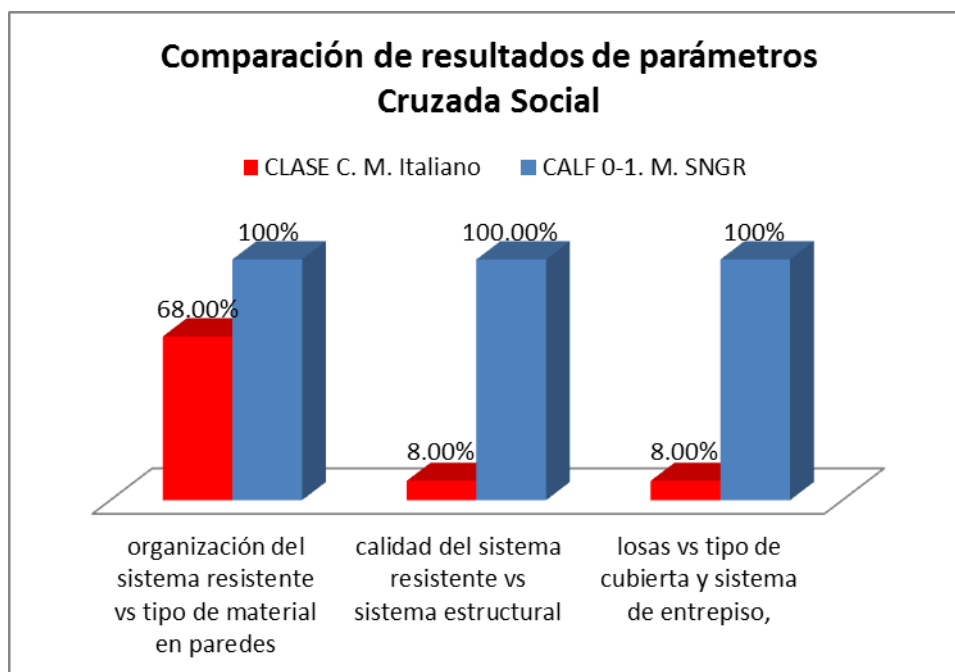


Figura 69. Comparación de resultados de parámetros Cruzada Social.

El método Italiano evalúa parámetros similares, con la diferencia que lo hace de manera más detallada, apoyado en datos específicos y en cálculos simplificados, tomando en cuenta aspectos importantes que pueden provocar daños significativos en la estructura durante un sismo; como la resistencia del hormigón, piso blando, columnas cortas, anclaje y estabilidad de elementos estructurales y no estructurales, etc.

Refiriéndose por ejemplo al parámetro, sistema estructural del método SNGR con su similar, calidad del sistema resistente en el método Italiano; este se fundamenta principalmente en la resistencia del hormigón de sus elementos estructurales, obteniendo 80.95% (51 viviendas) calificadas como clase C (Altamente Vulnerable) en el Barrio Liribamba (**Figura 68**), y en el Barrio Cruzada Social el 8% (2 viviendas) clase C (**Figura 69**).

De igual forma, se puede establecer observaciones entre otros parámetros:

Organización del sistema resistente vs tipo de material en paredes.-

Donde se califica como 1 si es de ladrillo o bloque, sin considerar aspectos

como calidad de los mismos, del mortero que los une, su distribución y demás.

Losas vs tipo de cubierta y sistema de entrepiso.- Donde se califica con 0 considerando si la edificación es losa de hormigón armado, sin considerar la calidad, cantidad y resistencia de los materiales.

Estas diferencias son evidentes en la vulnerabilidad obtenida por cada método, que se aprecia en forma general en el promedio del índice de vulnerabilidad obtenido por el método italiano de 51.11 (Liribamba) y 34.45 (Cruzada Social), que indica una vulnerabilidad media, con el método SNGR se obtuvo 15.37 (Liribamba) y 16.10 (Cruzada Social) indicando vulnerabilidad baja.

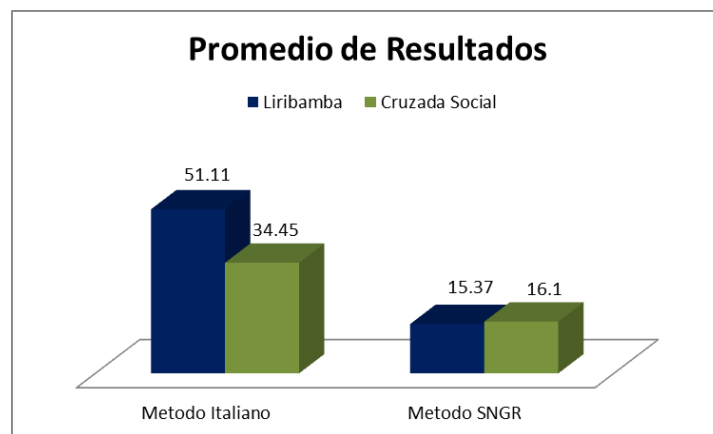


Figura 70. Promedio de Resultados por método.

Todo esto señala que la mejor opción de análisis, para determinar la vulnerabilidad sísmica en las condiciones que se realizó la investigación, es el método Italiano, porque muestra resultados más aproximados a la realidad de la condición actual de las viviendas, brindando resultados confiables y útiles.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Se cumplió la hipótesis de la investigación con la aplicación del método Italiano, al tener el 80.95% y el 64.00% de viviendas vulnerables ante un sismo, en los Barrios Liribamba y Cruzada Social respectivamente.
- El presente trabajo requirió una investigación significativa, no obstante, los resultados obtenidos sólo son válidos en sentido estadístico, ciertamente los parámetros que determinan la vulnerabilidad sísmica utilizada en estos métodos, requiere de una cantidad fundamental de datos y son válidos sólo para el área analizada.
- Las viviendas evaluadas mediante el método SNGR, la totalidad (100%) son de vulnerabilidad baja (Seguras), debido a que sus parámetros no analizan detalladamente los elementos estructurales, su comportamiento en la vivienda y básicamente lo realiza de modo tipológico y superficial; lo que genera resultados inadmisibles al aplicar el método Italiano y obtener resultados acordes a la realidad de las viviendas evaluadas.
- Los resultados obtenidos con estos métodos son aproximados, debido a lo subjetivo del análisis, basado en la observación de las características físicas de las viviendas, tanto estructurales como no estructurales, en la identificación y establecimiento de deficiencias sísmicas potenciales.

- El mayor porcentaje de viviendas evaluadas con el método Italiano, tienen vulnerabilidad media y alta, debido a malos procesos constructivos, mala calidad de materiales, mala configuración estructural; todo esto englobado en la problemática de la construcción informal.

5.2. RECOMENDACIONES

- Considerar que el método SNGR, no es adecuado para la evaluación de vulnerabilidad, debido a los resultados inadmisibles que se obtuvieron, dándole mayor importancia al método Italiano.
- Informar y concientizar a la ciudadanía de todo el país, las consecuencias de construir su vivienda informalmente, sin profesionales idóneos encargados del diseño y construcción.
- Hacer conocer a los profesionales de la construcción, la necesidad e importancia de cumplir los estándares establecidos por los códigos de construcción sismoresistentes, con el fin de salvaguardar vidas humanas y garantizar su trabajo.
- Mejorar las técnicas y procesos constructivos, mediante la utilización de tecnología básica, mano de obra calificada y materiales de calidad.
- Desarrollar un método específico de evaluación, acorde a la realidad nacional que permita dar soluciones, no sólo a este problema sino también, al del control de toda edificación nueva, dentro del territorio nacional por los organismos pertinentes.
- Dar continuidad y masificar la aplicación de estudios de evaluación de vulnerabilidad sísmica en los sectores restantes de la ciudad de Riobamba, ya que los resultados son de gran importancia al conocer la situación de las viviendas existentes.

CAPÍTULO VI

6. PROPUESTA

6.1. TÍTULO DE LA PROPUESTA.

“DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS A TRAVÉS DE LA TÉCNICA PUSHOVER EN ETABS”.

6.2. INTRODUCCIÓN.

Los métodos de análisis hacia la evaluación de la capacidad estructural para edificios bajo la acción sísmica, esencialmente se dividen en métodos estáticos y dinámicos, y éstos se pueden aplicar para el rango lineal y para el rango no lineal; es decir, se puede analizar las propiedades elásticas de los materiales utilizados o bien incorporar las propiedades no lineales de ellos. En este capítulo se dará énfasis al método de análisis estático no lineal. El análisis no lineal significa que la matriz de rigidez irá disminuyendo sus valores a medida que el edificio va entrando cada vez más en el rango no lineal.

En sí por medio de la técnica del “Pushover” lo que se obtiene es, la curva de capacidad, que relaciona el cortante basal y el desplazamiento en el tope del edificio. Una vez que se tiene la curva de capacidad, se deben buscar las respuestas de la estructura ante diferentes acciones sísmicas. Para la presente tesis se usó el método del espectro de capacidad ya que por medio de una gráfica se logra apreciar el probable comportamiento de la estructura ante un sismo dado por medio del punto de demanda.

6.3.OBJETIVOS.

6.3.1. Objetivo general.

- Aplicar el procedimiento para el análisis Pushover en ETABS, para estructuras de concreto armado de baja altura, característica de los barrios urbanos marginales de la ciudad de Riobamba.

6.3.2. Objetivo específico.

- Identificar las viviendas que serán analizadas con la técnica de Pushover de los barrios Cruzada Social y Liribamba.
- Efectuar el análisis Pushover a las estructuras de concreto armado de los barrios Cruzada Social y Liribamba (Casos Definidos).
- Comparar los resultados obtenidos del análisis de vulnerabilidad sísmica, con los resultados del análisis Pushover en ETABS.

6.4. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA-TÉCNICA.

6.4.1. Análisis estático no lineal Pushover.

El análisis estático no lineal Pushover, es un método para definir la respuesta no lineal de la estructura, y la secuencia en la que se generarían los posibles daños bajo una excitación sísmica de gran magnitud, que lleve el comportamiento de la estructura a un rango no lineal.

La utilización del análisis Pushover, que es un método relativamente de fácil aplicación; en conjunto con las características de evaluación estructural de los niveles de desempeño, originan una metodología que proporcionan resultados que muestran de forma aproximada el comportamiento de la estructura. Además se puede conocer la secuencia de aparición de daños en los elementos estructurales, para diferentes estados límites de comportamiento.

El análisis Pushover es un método que optimiza tiempo y recursos en la obtención de resultados, ya que se puede obtener resultados con alto grado de precisión, relativamente en corto tiempo.

Este método involucra un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo un incremento gradual de vectores de fuerza o desplazamientos, representando el patrón de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta en la estructura. Tiene la habilidad de modelar la formación, y rotación de rótulas plásticas en la estructura, y por lo tanto puede ser de gran valor en la verificación del diseño.

El Análisis Pushover Tradicional tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, considerado dominante por poseer, generalmente, el mayor factor de participación modal. Un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación (**Figura 71**). Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o el colapso de la estructura.

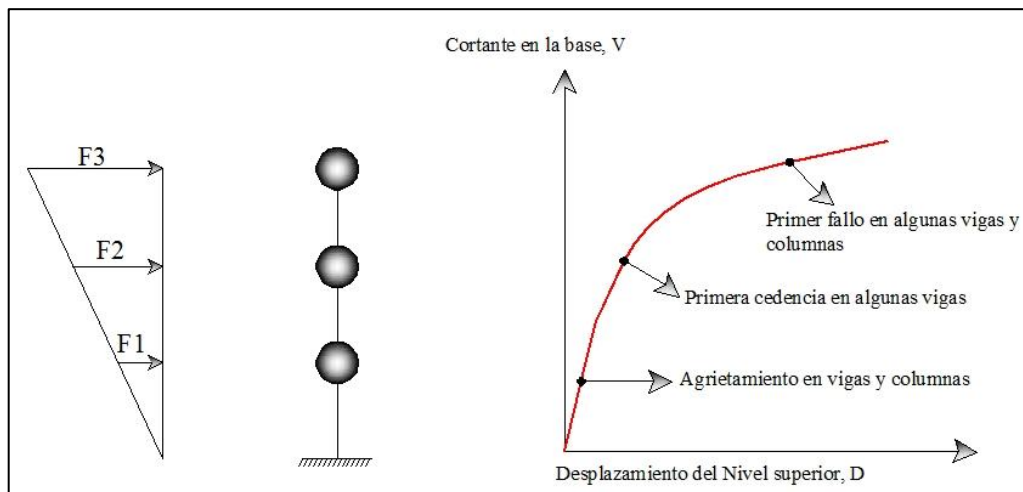


Figura 71. Esquema del método Pushover.

Fuente: Soria Alberto. “Método del espectro de capacidad para el análisis sísmico por desempeño”.

6.4.2. Descripción del modelo de plasticidad para los elementos estructurales.

La solución de las estructuras por medio de las matrices de rigidez de los elementos estructurales, no cambian con las fuerzas que reciben, lo que significa por ejemplo que las rigideces a flexión en el nudo inicial, nudo central, y nudo final de los elementos son las mismas; a este proceso se le llama análisis lineal.

Ante acciones sísmicas, son los extremos de los elementos los que están sujetos a mayores esfuerzos, por lo que es muy probable que esas secciones ingresen al rango no lineal. Por lo que en este apartado se describe en forma rápida la forma cómo se modelan los elementos cuando van ingresar al rango no lineal o rango plástico. Los modelos que constituyen este proceso de cálculo en el rango plástico son los siguientes:

6.4.2.1. Estado inicial elástico de los elementos.



Figura 72. Estado Inicial elástico de los elementos.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Tanto en los extremos como en el centro de los elementos existe rigidez constante. Nótese que se está modelando un elemento de sección constante en toda su longitud (**Figura 72**). .

6.4.2.2. Modelo con variación de rigidez lineal.

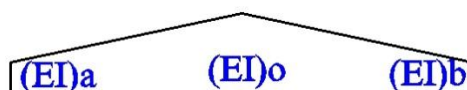


Figura 73. Modelo con variación de Rigidez lineal.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Una vez que aparece daño, éste es mayor en los extremos (por tanto menores inercias) y se reduce hacia el centro de manera lineal. El problema de este modelo es que supone que la variación del daño es lineal (**Figura 73**). .

6.4.2.3. Modelo con variación de rigidez en forma de curva.

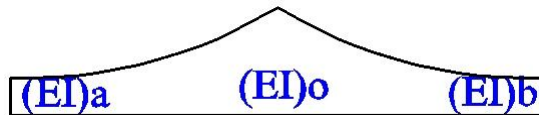


Figura 74. Modelo con variación de rigidez en forma de curva.

Fuente: Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Estas formas de deterioro no toman en consideración la longitud de la zona del elemento que ingresa al rango plástico (**Figura 74**). .

6.4.2.4. Modelo con longitud de daño.

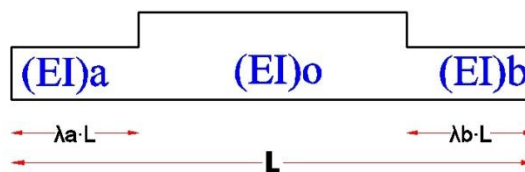


Figura 75. Modelo de longitud de daño.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Este modelo contempla una longitud de daño, el mismo que se determina por longitud de la zona que ingresa al rango no lineal $\lambda_a L$ para el nudo inicial y $\lambda_b L$ para el nudo final, en función de los momentos actuantes. La limitación de este modelo es que supone que el daño es constante en toda la zona $\lambda_a \cdot L$ y $\lambda_b \cdot L$ (**Figura 75**). .

6.4.2.5. Modelo de daño concentrado en los extremos.



Figura 76. Modelo de daño concentrado en los extremos.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Este modelo contempla que la no linealidad de los elementos estructurales se encuentran solo en los extremos. **(Figura 76)** (Aguiar Falconí, 2003).

La forma en que calcula la contribución del elemento al comportamiento de la estructura es por medio de una curva momento rotación. De acuerdo al momento soportante se calculan las rotaciones, una forma es usando el gráfico del ATC-40 descrito más adelante.

Como el elemento rota, la relación momento rotación es fundamental, por lo que se debe cambiar de formato, del diagrama momento curvatura, al diagrama momento rotación. Este es el modelo de plasticidad que usa el programa ETABS por lo que se presenta en el **apartado 6.4.2.7** el modelo momento – rotación. A continuación se presentan las definiciones de los dos formatos.

6.4.2.6. Relación momento curvatura.

La relación momento curvatura es la base para el análisis no lineal estático y del análisis no lineal dinámico, ya que por medio de ella se encuentra la rigidez en una sección, de cada una de las ramas del diagrama histerético, el que se utiliza para definir la no linealidad del material, toda vez que presenta el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes.

El diagrama momento curvatura, depende de la sección que se analice en tamaño y armado. La mayoría de las veces se pretende conocer como ésta se presenta en los extremos de las vigas, para luego determinar aspectos importantes para el cálculo de la curva de capacidad.

El mencionado diagrama está en función de los modelos constitutivos, que lo utilizan para determinar la relación esfuerzo - deformación del hormigón y del acero. Se debe escoger los modelos que reflejen de una mejor forma a la realidad, por lo que se recomienda usar el modelo de hormigón confinado propuesto por Park et al (1982) y el modelo trilineal para el acero tal y como se presenta a continuación (**Figura 77**) (Hidalgo Ángel, 2007).

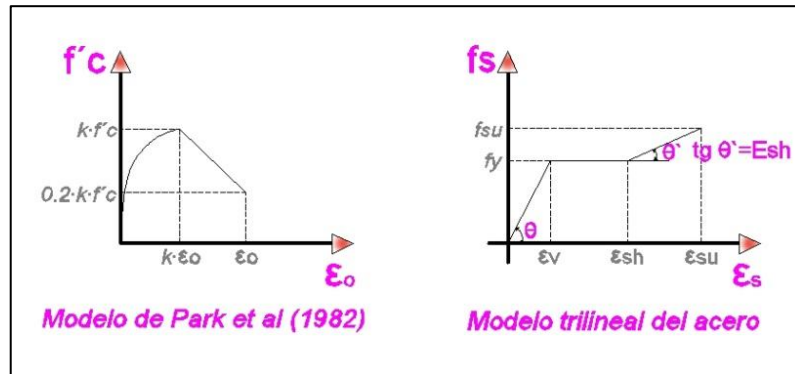


Figura 77. Modelos adecuados del hormigón y el acero para el diagrama momento curvatura.

Fuente: Padilla Hidalgo Ángel; “Diseño sismoresistente del edificio Valdivia con su respectivo desempeño y estudio de daño sísmico mediante la técnica de Pushover”.

El modelo en el que se incorpora el efecto de corte como es el propuesto por Kent y Park, se lo recomienda para las estructuras construidas desde hace más de dos décadas, ya que ellas tienen poca armadura transversal. En sí, el diagrama momento curvatura tiene la siguiente forma general (**Figura 78**). .

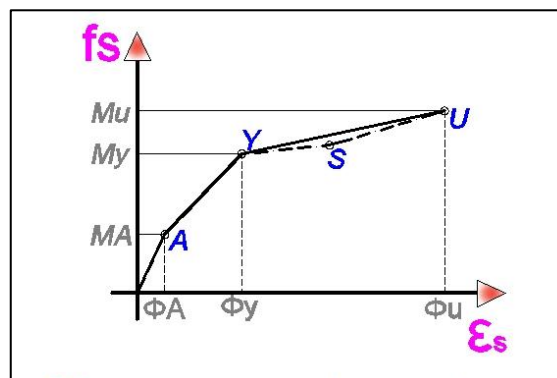


Figura 78. Diagrama momento curvatura.

Fuente: Padilla Hidalgo Ángel; “Diseño sismoresistente del edificio Valdivia con su respectivo desempeño y estudio de daño sísmico mediante la técnica de Pushover”.

- **El punto A.** Se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción, también se le llama el comienzo del rango elástico.
- **El punto Y.** Se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia definido por el esfuerzo f_y . Con una deformación ϵ_y .
- **El punto S.** Se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia.
- **El punto U.** Se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u . Este se considera usualmente como el máximo punto de resistencia de la sección. Sin embargo en la práctica existe aún una capacidad extra.

Se destaca que el punto S se suele ignorarlo, sólo se toman en consideración los puntos A, Y, U.

6.4.2.7. Relación momento rotación.

ETABS no usa el diagrama momento curvatura, sino el diagrama momento rotación propuesto por el ATC - 40 tal y como lo indica el siguiente gráfico (Figura 79).

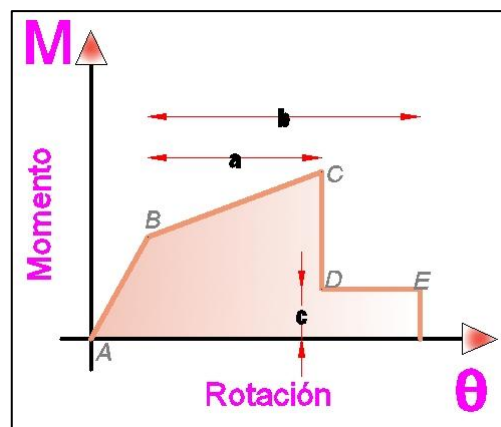


Figura 79. Curva momento – rotación.

Fuente: Applied Technology Council “ATC-40”.

La anterior grafica describe que en el tramo AB, hay comportamiento elástico, B es el punto de fluencia del acero y luego el tramo BC hay aumento de deformaciones en el hormigón hasta su aplastamiento en C, por lo que a partir de este punto la sección tiene un momento resistente residual pero es capaz de soportar rotaciones hasta su desplome completo en E.

Para definir se necesitan los parámetros a, b, c mostrados en el anterior gráfico, de donde el parámetro a es el rango de rotación plástica, y no es más que la diferencia entre la rotación en C y la rotación en B. Estas rotaciones se obtienen a partir del diagrama momento curvatura, por lo que para determinar las rotaciones estas se deben de multiplicar con la longitud de la rótula plástica L_p . Su valor es muy discutido pero empíricamente y como valor conservador, se usa el de la mitad de la altura h del elemento estructural. Resumiendo lo anterior se tiene:

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y * L_p = \theta_u - \theta_y * \frac{h}{2}$$

El parámetro b es rotación plástica hasta el punto de desplome total y se toma igual a un valor entre 1.5 y 2 veces el de θ_p ; el parámetro C, es el valor del momento residual que la sección es aún capaz de resistir después de que el hormigón se aplasta y se toma igual a 0.2 veces el momento último.

6.5. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.

Para llevar a cabo un análisis de Pushover, se debe tener claro el fin que se persigue, así como los parámetros que las diferentes normativas internacionales definen de manera específica para diferentes zonas de sismicidad variada.

De manera general, un análisis de Pushover comienza con la modelación del edificio en estudio, considerando parámetros de no linealidad de materiales y condiciones de carga; luego se define el criterio principal de análisis, es decir; definir el o los estados límites de desempeño, para los cuales se requiere conocer el comportamiento de la edificación.

Los niveles de desempeño se pueden definir para las condiciones propias de cada región. Luego, se elige el patrón de cargas que se aplicará a la estructura de manera monotónica creciente, hasta alcanzar el estado límite definido anteriormente.

Cuando la estructura alcance el estado límite impuesto se evalúan los diferentes elementos estructurales para conocer si la demanda impuesta es mayor o menor que su capacidad, es decir; evaluar si el elemento ha fallado para un estado límite. Considerando el procedimiento antes descrito, en esta sección se describen los principales parámetros que deben estar definidos en un análisis de Pushover; parámetros como: estados límites de desempeño; además el patrón de cargas que se aplicará a la estructura debe estar definido en base a parámetros como el porcentaje de masa de cada nivel, al primer modo de vibración o en base al cortante basal, entre otros.

Para conocer el estado de resistencia estructural presentado por la edificación, diferentes mecanismos de falla pueden ser utilizados. La formación de estos mecanismos de falla estará relacionada con la calidad de materiales. En la parte correspondiente a la modelación, se debe tener un amplio criterio para la selección de programa de análisis que brinde los mejores resultados. Las etapas de desarrollo del análisis se describen a continuación.

6.6. DESARROLLO DE LA PROPUESTA.

6.6.1. Configuración estructural (F-05-3P, LIRIBAMBA).

La estructura tiene una configuración regular en planta y elevación. Los elementos estructurales se modelarán de acuerdo al levantamiento de información realizada en campo de la edificación de análisis. Los elementos de accesibilidad vertical, como escaleras, no se han tomado en cuenta para el modelo para evitar irregularidades tanto en planta como elevación por lo establecido en el ATC 40 y CEC 2000 “INEN CPE 5: 2001”.

6.6.2. Sistema estructural.

Definido como un sistema estructural de concreto armado conformado por pórticos (Figura 80, 81) :

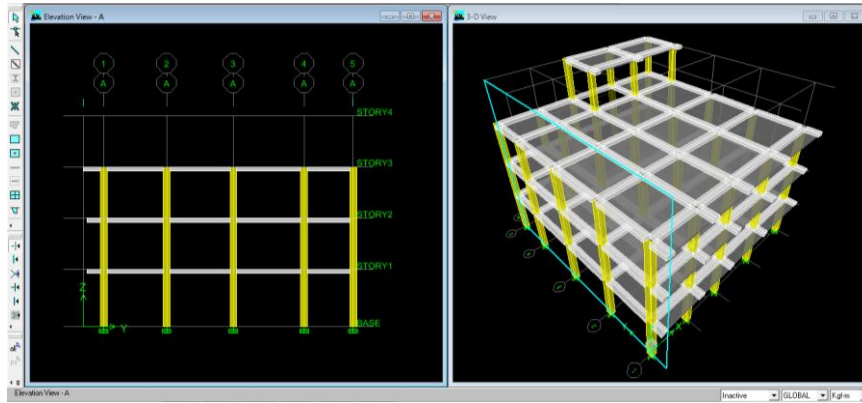


Figura 80. Sistema Estructural de Concreto Armado.

Fuente: ETABS 9.6.

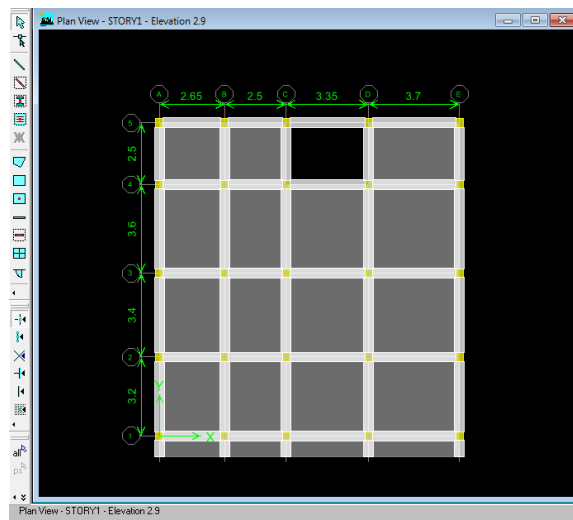


Figura 81. Vista en planta de la edificación de análisis.

Fuente: ETABS 9.6.

Requerimientos:

- Losa alivianada en 2 direcciones de 20 cm.
- Vigas banda.
- Vivienda Residencial.

Especificaciones:

- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- $F'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (Columnas), 105 kg/cm^2 (Losa y vigas).
- Códigos a utilizar: ACI 318-99; "INEN CPE 5: 2001"; ATC-40; FEMA 273.

Dimensiones:

- Columna = $0.30\text{m} \times 0.35\text{m}$.
- Vigas = $0.40\text{m} \times 0.20\text{m}$.

6.6.3. Equivalencia de una losa alivianada a una losa maciza.

Esta equivalencia nos servirá para ingresar en el programa ETABS (**Figura 82**).

LOSAS SOBRE VIGAS

ESPESOR EQUIVALENTE:

espesor losa alivianada:	0.20	m
ancho nervios:	0.10	m
ancho alivianamientos:	0.20	m
altura alivianamientos:	0.15	m

CALCULO DE INERCIAS

Figura	bi	hi	Ai	yi	yi ² Ai	di	Ioi	Ai ² di ²
1	0.2	0.15	0.03	0.075	0.00225	0.0625	0.00005625	0.000117188
2	1	0.05	0.05	0.175	0.00875	-0.0375	0.0000104	0.0000703
I =	0.000254167							
		h _{equiv} =	0.145	m				

Figura 82. Equivalencia de losa alivianada a losa maciza.

Fuente: Programa pre diseño de elementos, Barahona Diego.

6.6.4. La carga viva.

En el código Ecuatoriano de la Construcción encontramos en la Tabla 4.1 Cargas Uniformes y concentradas, la carga viva dependiendo de su uso u ocupación

- **Para Residencias Carga Viva = 200 kg/cm^2**

6.6.5. Carga de pared.

Tabla 89. Carga muerta de pared.

Mamposteria:		
Ladrillo:	0.250	T/m ²
Enlucido y masillado:		
Enlucido=	0.044	T/m ²
Masillado=	0.044	T/m ²
Acabados:		
Ceramica de piso:	0.016	T/m ²
Instalaciones:		
	0.01	T/m ²
Total=	0.364	T/m²

Fuente: Programa pre diseño de elementos, Barahona Diego.

$$CMP = 364 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: La carga muerta de pared se calculara dependiendo del proyecto (Tabla 89).

6.6.6. Cálculo del espectro sísmico.

Para el análisis sísmico se trabajara de acuerdo a la Norma Técnica INEN CPE 5: 2001.

Los parámetros y condiciones para obtener los valores de la aceleración espectral que se mencionan en la norma INEN CPE 5: 2001, son los siguientes:

6.6.6.1. Factor z en función de la zona sísmica.

El factor de zona de 0.4g significa que si ocurriera un sismo, este dejaría secuelas de magnitud 7 en la escala de intensidades como es la Mercalli modificada, en dónde la magnitud mencionada significa que: Tendrá dificultades en mantenerse parada una persona, será percibido por los conductores en marcha, muebles se

Se destaca que la mayor parte de los códigos existentes presentan mapas de zonificación sísmica considerando una vida útil de la estructura de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10%.

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.4

The map displays the four climate zones of Ecuador. Zone I (green) covers the coastal region. Zone II (yellow) covers the lowland region. Zone III (orange) covers the highland region. Zone IV (red) covers the highland region. Major cities labeled include Esmeraldas, Tulcan, Quito, Guayaquil, Cuenca, and Machala. An inset map shows the location of Ecuador in South America. A legend and a compass rose are also present.

Fuente: INEN CPE5 2001 “Código Ecuatoriano de la construcción”.

6.6.6.2. Coeficiente del suelo S y coeficiente Cm dependiendo del tipo de suelo.

1. **Perfil Tipo S1** (Roca o Suelo Firme): En este perfil se encuentran las rocas o suelos endurecidos con velocidades de onda de corte superiores a 750 m/s, con periodos de vibración menores a 0.20s.
2. **Perfil Tipo S2** (Suelos Intermedios): A este grupo pertenecen los suelos con características intermedias entre los Tipos 1 y 3.
3. **Perfil Tipo S3** (Suelos Blandos o Estratos Profundos): En este grupo se encuentran los suelos que tengan periodos de vibración mayores a 0.6s, además los suelos que presenten las siguientes características:

Tabla 91. Extraída del INEN CPE 5: 2001 Características del suelo tipo S3.

Suelos Cohesivos	Velocidad de Ondas de Corte Vs (m/s)	Resistencia al Corte No drenada, Su (Kpa)	Espesor del Estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200 - 400	25 - 50	> 25
Duros	400 - 750	50 - 100	> 40
Muy Duros	> 750	100 - 200	> 60

Suelos Granulares	Velocidad de Ondas de Corte Vs (m/s)	Valores N Del SPT	Espesor del Estrato (m)
Sueltos	< 200	4 - 10	> 40
Semidensos	200 - 750	10 - 30	> 45
Densos	> 750	> 30	> 100

Fuente: INEN CPES 2001 “Código Ecuatoriano de la construcción”.

4. **Perfil Tipo S4** (Condiciones Especiales de Evaluación del Suelo): A este grupo pertenecen los suelos altamente compresibles y los que posean condiciones desfavorables, los cuales son los siguientes:
 - a. Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
 - b. Turbas, lodos y suelos orgánicos.
 - c. Rellenos colocados sin control ingenieril.

- d. Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
- e. Arcillas suaves y medianamente duras con espesor mayor a 30m.

Tabla 92. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Coeficiente del suelo S y coeficiente Cm.

Perfil Tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0	2,5

Fuente: INEN CPE5 2001 “Código Ecuatoriano de la construcción”.

6.6.6.3.Factor I relacionado a la importancia de la estructura.

Tabla 93. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Factor I relacionado con la importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de Ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: INEN CPE5 2001 “Código Ecuatoriano de la construcción”.

6.6.6.4. Coeficiente de la irregularidad en planta y en elevación.

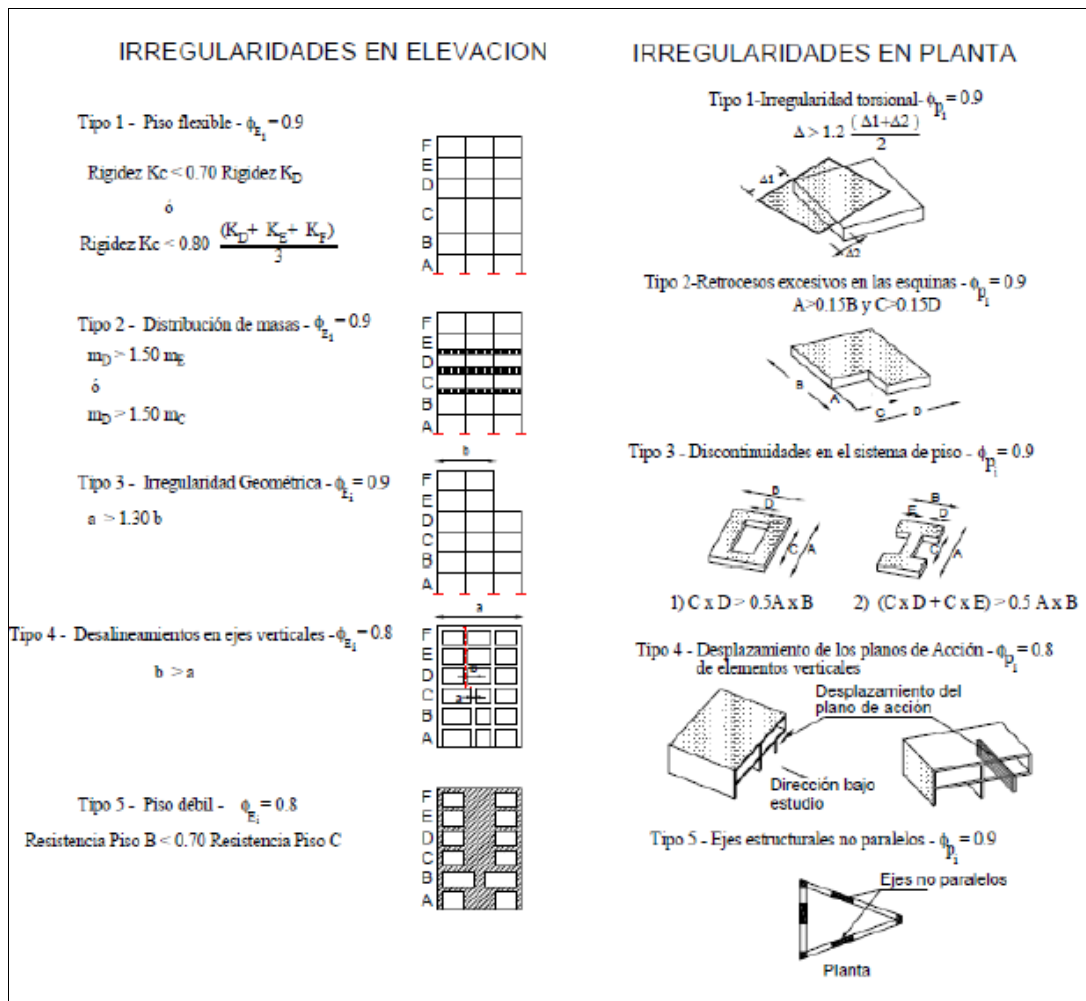


Figura 84. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Valores de irregularidad en planta y elevación.

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción “INEN CPE 5: 2001”.

Coeficiente de configuración en planta (ϕ_p).

El INEN CPE 5: 2001 considera 5 tipos de irregularidades en planta

1. Irregularidad torsional. Se penaliza con $\phi_p = 0.9$
2. Retrocesos excesivos en las esquinas. Se penaliza con $\phi_p = 0.9$
3. Discontinuidad en el sistema de piso. Se penaliza con $\phi_p = 0.9$
4. Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales. Se penaliza con $\phi_p = 0.8$
5. Ejes estructurales no paralelos. Se penaliza con $\phi_p = 0.9$

Coeficiente de configuración en elevación (ϕ_e).

El INEN CPE 5: 2001 considera 5 tipos de irregularidades en elevación

1. Piso Flexible (irregularidad en rigidez) Se penaliza con $\phi_e = 0.9$
2. Irregularidad en la distribución de las masas. Se penaliza con $\phi_e = 0.9$
3. Irregularidad geométrica Se penaliza con $\phi_e = 0.9$
4. Delineamientos de ejes verticales. Se penaliza con $\phi_e = 0.8$
5. Piso débil (discontinuidad en la resistencia). Se penaliza con $\phi_e = 0.8$

6.6.6.5. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

Al analizar la siguiente tabla se puede apreciar que el código le da más prioridad a las estructuras de hormigón armado.

Tabla 94. Extraído del INEN CPE 5: 2001 Valores del coeficiente de reducción de respuesta R.

Sistema Estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción “INEN CPE 5: 2001”.

Los parámetros utilizados para nuestra estructura son los siguientes:

Tabla 95. Parámetros utilizados para la edificación.

En base a las tablas, escoger los coeficientes:				
Perfil del Suelo Tipo (S):	S2	→	S	= 1.2
		→	Cm	= 3.0
Zona Sísmica:	IV	→	Z	= 0.40
Coefficiente de Importancia (I):	1.00			
Configuración en Planta: ϕ_{pi}	0.9			
Configuración en Elevación ϕ_{Ez}	0.9			
Factor de Reducción sísmica R:	8			

Fuente: Programa de Aceleración Espectral, Inca Carlos.

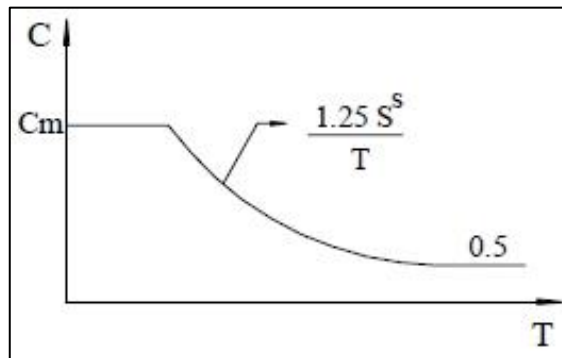


Figura 85. Espectro sísmico elástico del presente reglamento, que representa el sismo de diseño

Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción “INEN CPE 5: 2001”.

6.6.6.6. Periodo de vibración.

$$T = Ct * (hn)^{3/4}$$

Dónde:

hn= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

Ct = 0,09 para pórticos de acero.

Ct = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado.

Ct= 0,06 para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras.

Tabla 96. Información necesaria para el cálculo del período de vibración.

		hn=	10.7
		Ct=	0.08
PERÍODO DE VIBRACIÓN (T)=			0.4733
C = No debe exceder del valor de Cm establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,		c=	3.287
			<u>3.00</u>
		A=	0.18519

Fuente: Programa de Aceleración Espectral, Inca Carlos

$$C = \frac{1.25 * 1.5^{1.5}}{T}$$

Como C es mayor que 3,00 por lo tanto C = 3,00

$$A = \frac{Z * I * C}{R * \phi_P * \phi_E} * g$$

g = valor de la gravedad pero NO le multiplicaremos por ese valor para tener la aceleración en un valor adimensional.

Tabla 97. Espectro Elástico e Inelástico de diseño INEN CPE 5: 2001.

ACELERACIÓN ESPECTRAL			
ELÁSTICO		INELÁSTICO	
T(Seg)	C	T(Seg)	A(g)
0.10	3.00	0.10	0.185
0.15	3.00	0.15	0.185
0.20	3.00	0.20	0.185
0.25	3.00	0.25	0.185
0.30	3.00	0.30	0.185
0.35	3.00	0.35	0.185
0.40	3.00	0.40	0.185
0.45	3.00	0.45	0.185
0.50	3.00	0.50	0.185
0.55	2.83	0.55	0.175
0.60	2.59	0.60	0.160
0.65	2.39	0.65	0.148
0.70	2.22	0.70	0.137
0.75	2.07	0.75	0.128
0.80	1.94	0.80	0.120
0.85	1.83	0.85	0.113
0.90	1.73	0.90	0.107
0.95	1.64	0.95	0.101
1.00	1.56	1.00	0.096
1.05	1.48	1.05	0.091
1.10	1.41	1.10	0.087
1.15	1.35	1.15	0.084
1.20	1.30	1.20	0.080
1.25	1.24	1.25	0.077
1.30	1.20	1.30	0.074
1.35	1.15	1.35	0.071
1.40	1.11	1.40	0.069
1.45	1.07	1.45	0.066
1.50	1.04	1.50	0.064
1.55	1.00	1.55	0.062
1.60	0.97	1.60	0.060
1.65	0.94	1.65	0.058
1.70	0.92	1.70	0.056
1.75	0.89	1.75	0.055
1.80	0.86	1.80	0.053
1.85	0.84	1.85	0.052
1.90	0.82	1.90	0.051
1.95	0.80	1.95	0.049
2.00	0.78	2.00	0.048
2.05	0.76	2.05	0.047
2.10	0.74	2.10	0.046
2.15	0.72	2.15	0.045
2.20	0.71	2.20	0.044
2.25	0.69	2.25	0.043
2.30	0.68	2.30	0.042
2.35	0.66	2.35	0.041
2.40	0.65	2.40	0.040
2.45	0.63	2.45	0.039
2.50	0.62	2.50	0.038
2.55	0.61	2.55	0.038
2.60	0.60	2.60	0.037
2.65	0.59	2.65	0.036
2.70	0.58	2.70	0.036
2.75	0.57	2.75	0.035
2.80	0.56	2.80	0.034
2.85	0.55	2.85	0.034
2.90	0.54	2.90	0.033
2.95	0.53	2.95	0.033
3.00	0.52	3.00	0.032
3.05	0.51	3.05	0.031
3.10	0.50	3.10	0.031

Fuente: Programa de Aceleración Espectral, Inca Carlos

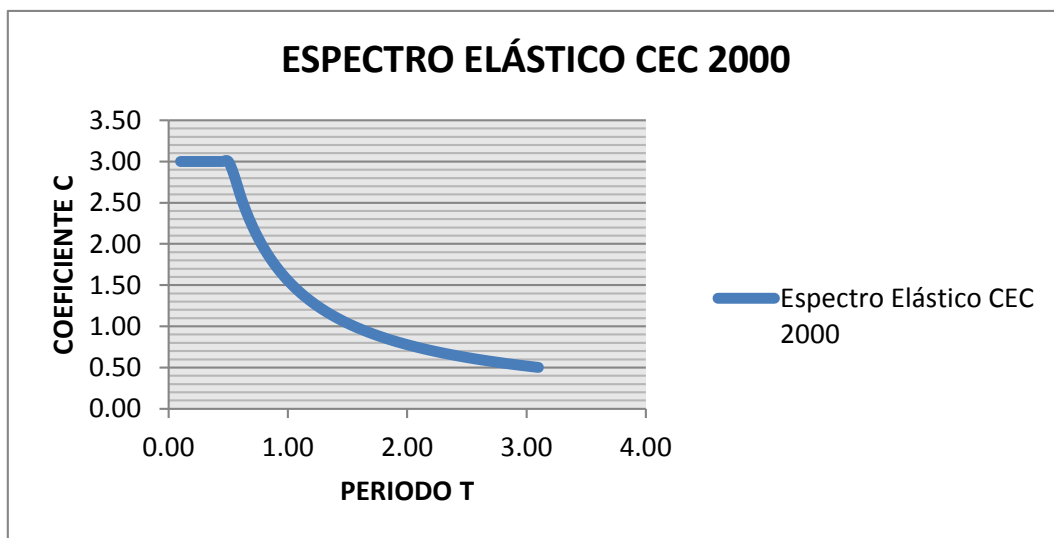


Figura 86. Espectro Elástico de diseño INEN CPE 5: 2001.

Fuente: Programa de Aceleración Espectral, Inca Carlos

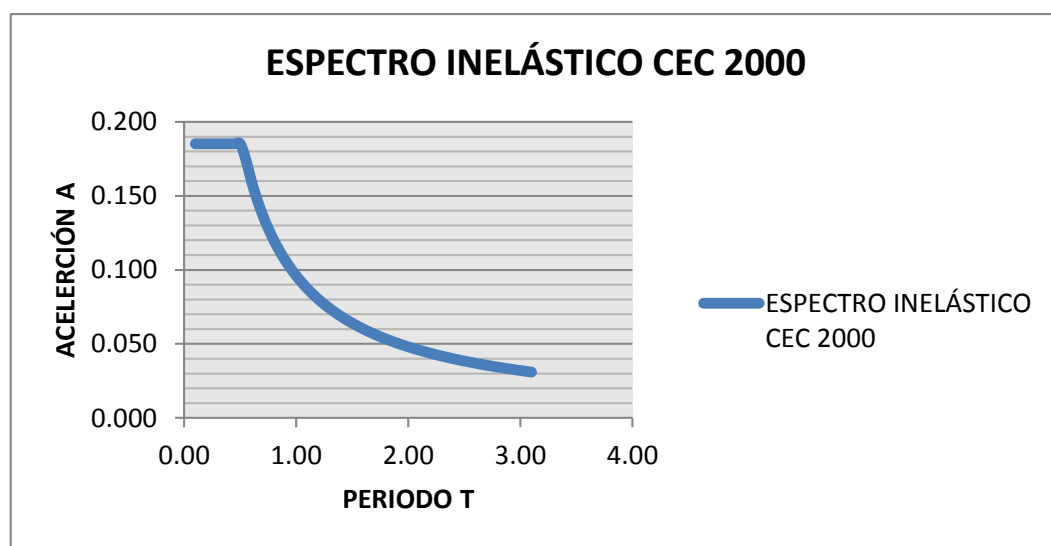


Figura 87. Espectro Inelástico de diseño INEN CPE 5: 2001.

Fuente: Programa de Aceleración Espectral, Inca Carlos

6.6.7. Modelación de la estructura en el software de cálculo ETABS.

Al abrir el programa ETABS nos saldrá primero un cuadro de dialogo en el cual simplemente le daremos clic en OK (**Figura 88**).

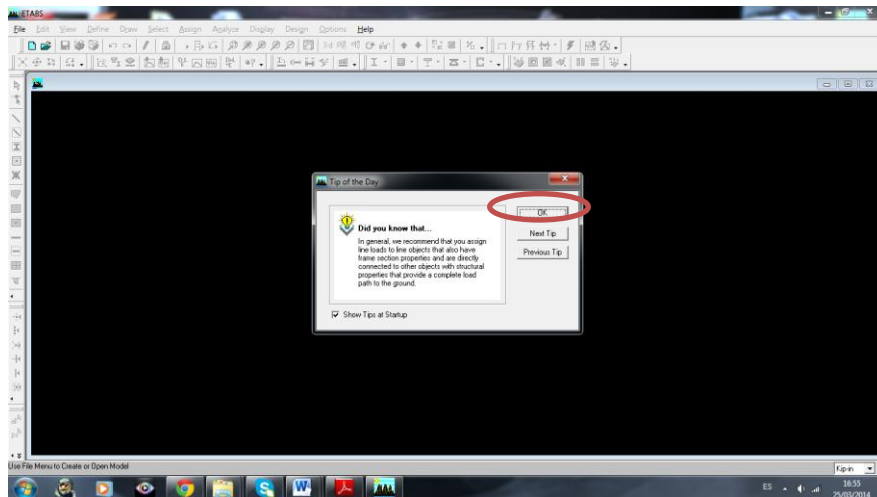


Figura 88. Pantalla de inicio de ETABS.

Fuente: ETABS 9.6

En la parte inferior derecha, escogemos las unidades en las que vamos a trabajar en este caso serán Kg/m (**Figura 89**).

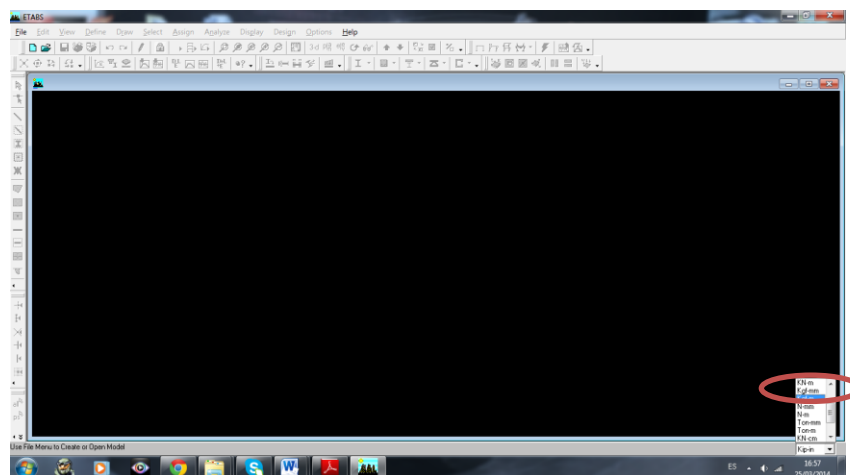


Figura 89. Unidades con las que se va a trabajar.

Fuente: ETABS 9.6

Vamos a **FILE** que se encuentra en la parte superior izquierda y damos clic en **NEW MODEL (Figura 90)**.

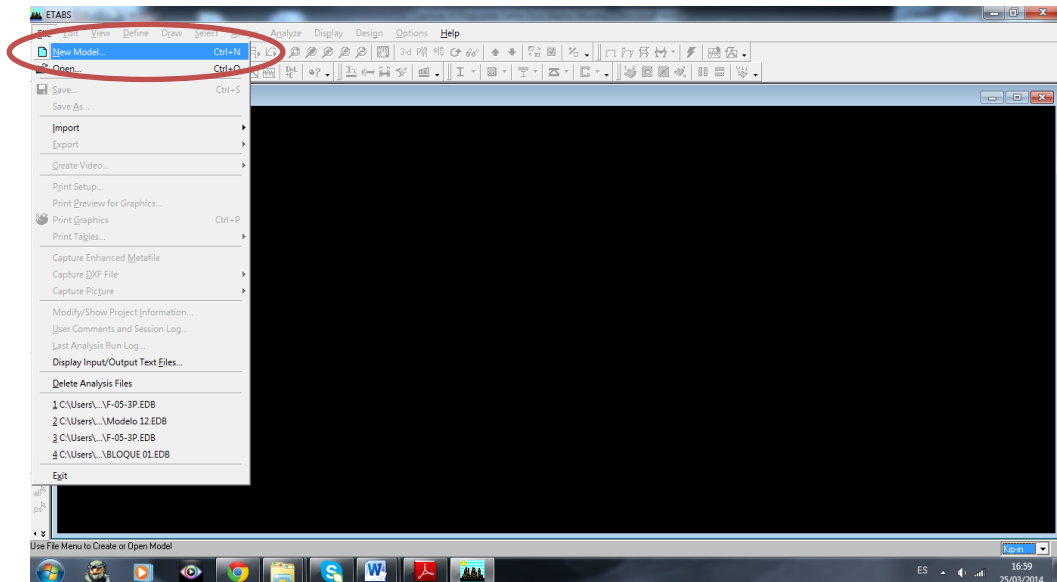


Figura 90. Agregar un nuevo modelo de trabajo en ETABS.

Fuente: ETABS 9.6

A continuación nos saldrá un cuadro de dialogo en el que daremos clic donde dice **NO (Figura 91)**.

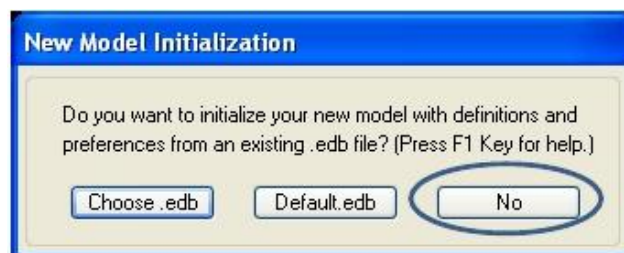


Figura 91. Cuadro de dialogo de configuración inicial.

Fuente: ETABS 9.6

A continuación se desplegará un cuadro en el que ingresaremos las características físicas de la estructura como son: número de pisos, altura de entre pisos, distancia entre columnas en los sentidos x-y. Llenamos los recuadros con los datos de la

estructura el número de ejes en las dos direcciones el número de pisos y el espacio entre ejes (**Figura 92**).

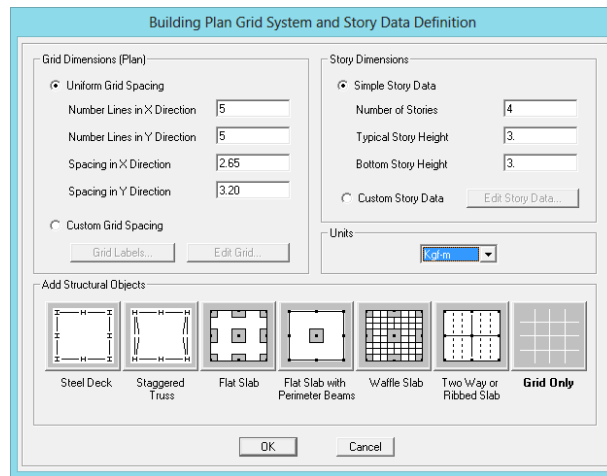


Figura 92. Datos de definición de las características físicas de la estructura.

Fuente: ETABS 9.6

Al dar clic en OK nos quedara así (**Figura 93**).

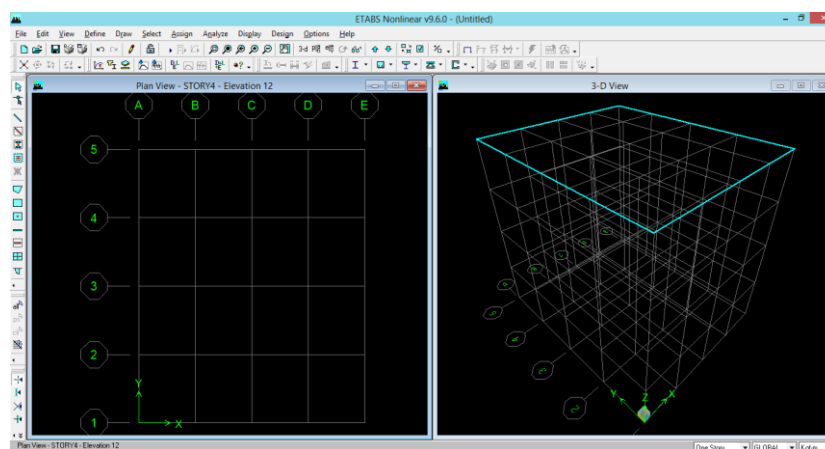


Figura 93. Malla de los espacios entre ejes y altura de pisos.

Fuente: ETABS 9.6

Como tenemos diferentes distancias entre ejes, simplemente damos doble clic en cualquiera de las de las líneas y se desplegara el cuadro de dialogo como el que se muestra a continuación, en el que podremos modificar la distancia entre ejes en los dos sentidos, se recomienda activas la opción **SPACING** para mayor facilidad (**Figura 94**).

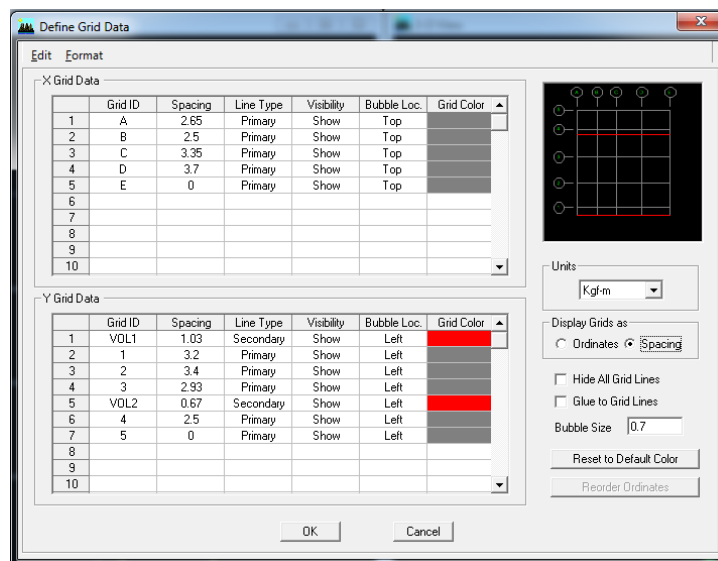


Figura 94. Ventana para modificar las distancias entre ejes.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.1. Propiedades del material.

A continuación vamos a definir las propiedades de los materiales, en este caso como trabajamos con hormigón definiremos las propiedades del hormigón.

Vamos al menú DEFINE – MATERIAL PROPERTIES (**Figura 95**).

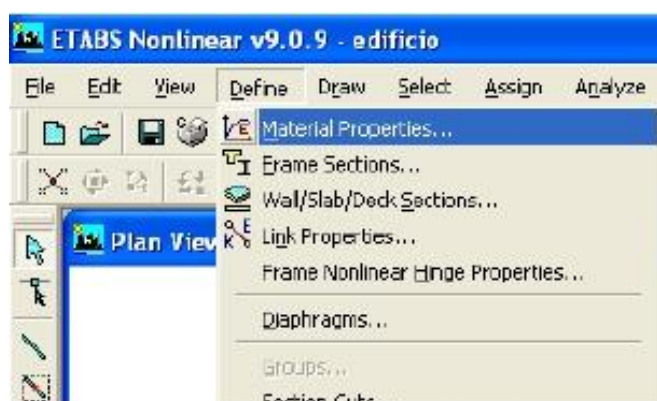


Figura 95. Menú Define- Material Properties.

Fuente: ETABS 9.6

Se desplegará el siguiente cuadro de diálogo, en el que estará seleccionado **CONC** de concreto y daremos clic en **MODIFY/SHOW MATERIAL (Figura 96)**.



Figura 96. Ventana para seleccionar el tipo de material.

Fuente: ETABS 9.6

Para el hormigón estructural se definirán las propiedades descritas a continuación (**Tabla 98**); para el módulo de elasticidad se aplica lo descrito en la sección 8.5 del ACI.

γ = peso específico de hormigón

$f'c$ (**Vigas y losa**) = resistencia del hormigón = 1050000 kg/cm^2

$f'c$ (**Columnas**) = resistencia del hormigón = 1400000 kg/cm^2

f_y = 42000000 kg/cm^2

$E = 4700^2 \overline{f'c}$ ---- módulo de elasticidad ACI (en MPa)

$E = 15100^2 \overline{f'c}$ ---- módulo de elasticidad ACI (en kg/cm^2)

Tabla 98. Características del hormigón

Masa por unidad de Volumen	$m = \gamma/g = 244.648 \text{ kg seg}^2 / \text{m}^4$
Peso por unidad de Volumen	$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^2$
Módulo de elasticidad	E (Vigas y losa)= $1547289565.660 \text{ kg/m}^2$ E (Columna)= $1786656094.496 \text{ kg/m}^2$
Relación de Poisson	$\mu = 0.20$

Elaborado: Carlos Alfredo Inca Novillo.

Figura 97. Ventana para ingresar los valores de las características del hormigón.

Fuente: ETABS 9.6

- **El Coeficiente de Poisson (ν).**- Relaciona la deformación longitudinal y la deformación transversal. Para el coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20
- **El coeficiente de expansión térmica.**- este valor se tomara por defecto ya que en nuestro medio no se hace este tipo de ensayo.
- **El módulo de corte (G).**- para la mayoría de los materiales, como los materiales isótropos, guarda una relación fija con el módulo de elasticidad longitudinal y el coeficiente de Poisson.

El programa ETABS realiza esta relación y nos presenta automáticamente el valor, en este caso de 7.446 E+8 (**Figura 97**). Damos clic OK para finalizar y regresar a la pantalla inicial (**Figura 98**).

Figura 98. Ventana para finalizar las propiedades del hormigón.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.2. Secciones para columnas y vigas.

A continuación definiremos las secciones de las columnas y vigas. Vamos al menú DEFINE – FRAME SECTION (**Figura 99**).

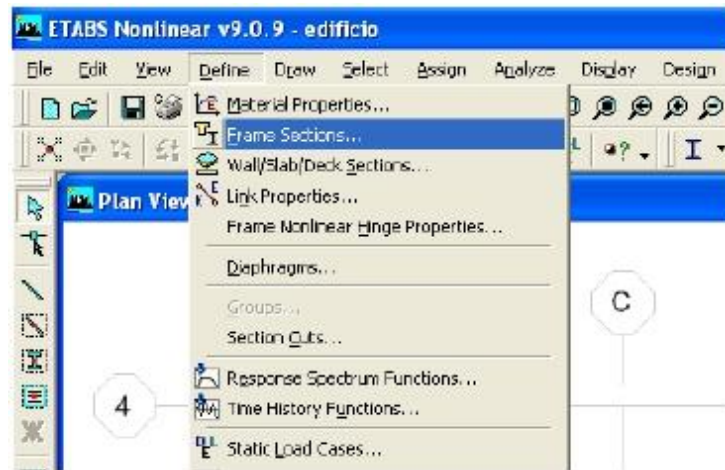


Figura 99. Menú Define- Frame Section.

Fuente: ETABS 9.6

Para una mayor facilidad seleccionamos todas las secciones que vienen por defecto y las borramos presionando DELETE PROPERTY (**Figura 100**).

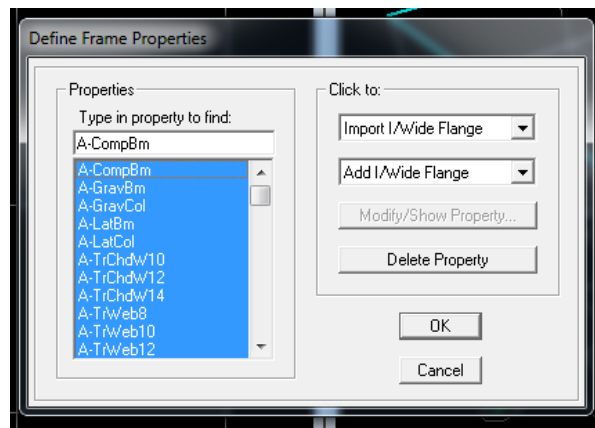


Figura 100. Ventana para ingresar una nueva sección de viga o columna.

Fuente: ETABS 9.6

A continuación agregamos la sección que nosotros necesitamos buscando en la segunda pestaña ADD RECTANGULAR (**Figura 101**).

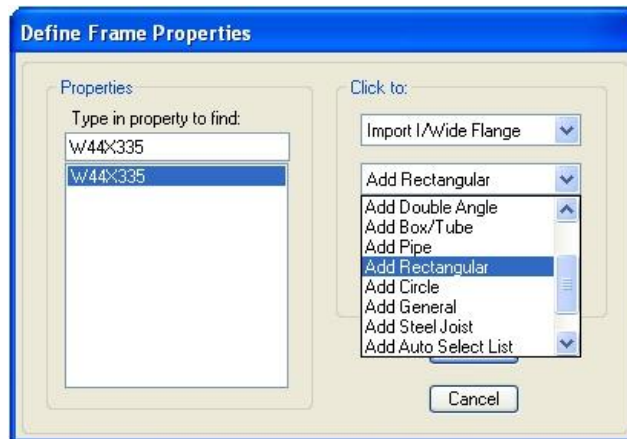


Figura 101. Ventana para seleccionar una sección rectangular.

Fuente: ETABS 9.6

Se abrirá una ventana, en la que pondremos nombre COL30X35; las dimensiones en t2: 0,35 y t3: 0,30; y seleccionamos el material CONC140 (**Figura 102**).

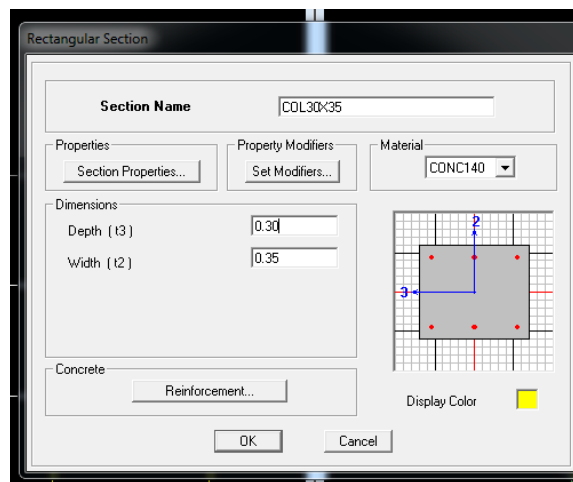


Figura 102. Ventana para ingresar las dimensiones y el material de la columna.

Fuente: ETABS 9.6

En la sección REINFORCEMENT verificamos que:

1. En el área de DESIGN TYPE, este seleccionado COLUMN.
2. En el área de CONFIGURATION OF, este seleccionado Rectangular.
3. En el recuadro de COVER TO REBAR CENTER, se asignara el recubrimiento en este caso de 4 cm.

4. En el área de CHECK/DESIGN, se nos pide indicar si queremos que el programa nos diseñe la sección o que nos revise una configuración, marcaremos CHECKED para que el programa nos verifique la sección.

En el recuadro de BAR SIZE y CORNER BAR SIZE seleccionamos el tamaño de las varillas que hemos tomado en el levantamiento de información (**Figura 103**).

The image shows a 'Reinforcement Data' dialog box. It contains the following elements:

- Design Type:** Radio buttons for 'Column' (selected) and 'Beam'.
- Configuration of Reinforcement:** Radio buttons for 'Rectangular' (selected) and 'Circular'.
- Lateral Reinforcement:** Radio buttons for 'Ties' (selected) and 'Spiral'.
- Rectangular Reinforcement:**
 - Cover to Rebar Center: 0.04
 - Number of Bars in 3-dir: 3
 - Number of Bars in 2-dir: 2
 - Bar Size: 12d (selected from a dropdown)
 - Corner Bar Size: 12d (selected from a dropdown)
- Check/Design:** Radio buttons for 'Reinforcement to be Checked' (selected) and 'Reinforcement to be Designed'.
- Buttons: OK and Cancel.

Figura 103. Ventana para ingresar las características de la columna.

Fuente: ETABS 9.6

Presionamos OK y regresamos a la ventana de dialogo anterior.

INERCIA AGRIETADA.

Se utiliza la inercia agrietada para considerar una reducción de la rigidez de los elementos estructurales, la sección de concreto de un elemento, viga o columna, cuando se somete a flexión se agrieta por su poca capacidad de resistir la tensión; también se considera la inercia agrietada por el proceso constructivo ya que al momento que el hormigón fraguase produce pequeñas grietas o fisuras, por lo tanto el INEN CPE 5: 2001 considera inercia agrietada:

Para Vigas de 0,5 (50 % de inercia bruta), para las columnas ya que estas están sometidas a la compresión tienen menos agrietamiento por lo tanto se considera 0,8 (80 % de inercia bruta)

En el caso de losas se aplica lo del código ACI 318-99 en el capítulo 10.11.1, con el 25%, salvo que sea losa con viguetas o nervios, en donde se aplicaría igual que en las vigas.

A continuación damos clic en el recuadro de SET MODIFIERS cambiaremos en el cuadro de MOMENT OF INERTIA ABOUT 2 y 3 AXIS colocando 0,8 (Inercia Agrietada). INEN CPE 5: 2001 sección 6.1.2.1

Presionamos OK y listo (**Figura 104**).

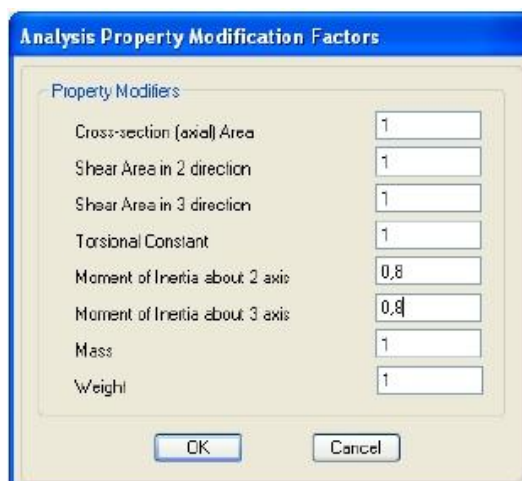


Figura 104. Ventana para ingresar los valores de inercia agrietada en columnas.

Fuente: ETABS 9.6

Para las vigas volvemos a seleccionar ADD RECTANGULAR le asignaremos un nombre VIG20x40; en el material seleccionamos CONCRET105; e ingresaremos las dimensiones t3: 0,20 y t2: 0,40 (**Figura 105**).

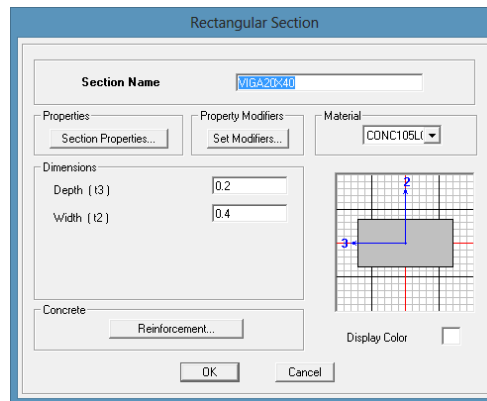


Figura 105. Ventana para ingresar las dimensiones y material de la viga.

Fuente: ETABS 9.6

Vamos al cuadro de REINTFORCEMENT y verificamos que (**Figura 106**):

1. En el área de DESIGN TYPE, este marcado BEAM.
2. En el área de CONCRETE COVER TO REBAR, los recubrimientos estarán de 3 cm.
3. Ingresamos el área de acero de refuerzo de la viga tipo que se encuentra en el plano estructural.

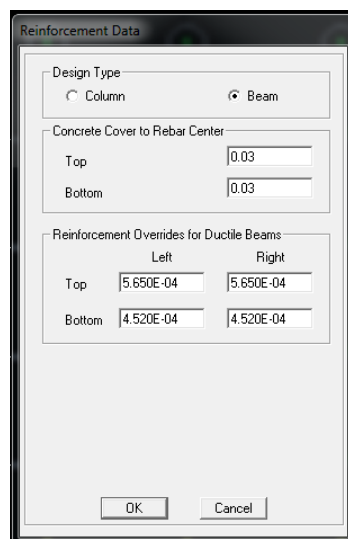


Figura 106. Ventana para ingresar las características de la viga.

Fuente: ETABS 9.6

Presionamos OK y regresamos a la ventana de dialogo anterior

A continuación daremos clic en el recuadro de SET-MODIFIERS y cambiaremos el MOMENT OF INERTIA ABOUT 2 y 3 AXIS colocando 0,5 (Inercia Agrietada). INEN CPE 5: 2001 sección 6.1.2.1. **(Figura 107).**

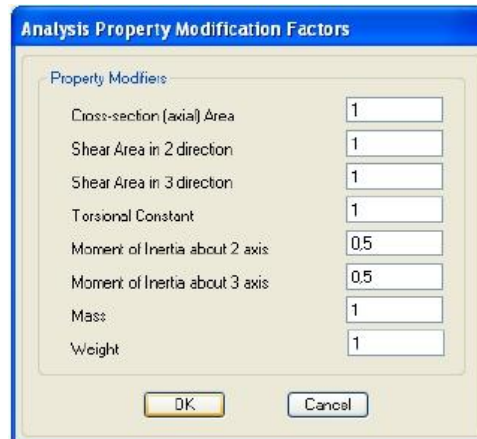


Figura 107. Ventana para ingresar los valores de inercia agrietada en vigas.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.3. Secciones de losa.

Para definir la sección de la losa iremos al menú DEFINE – WALL/SLAB/DECK SECTION **(Figura 108).**

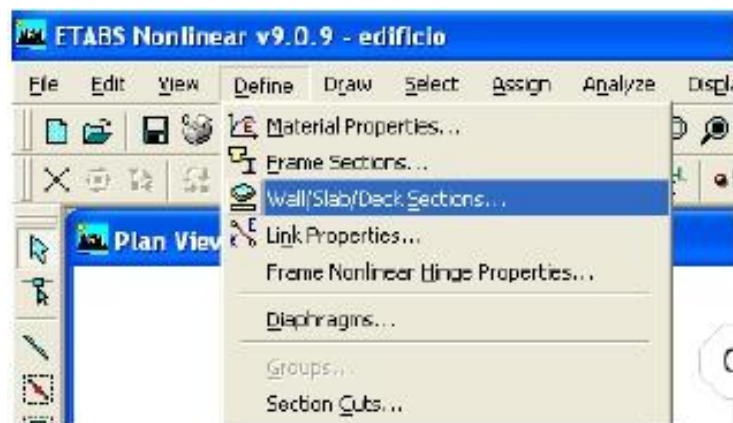


Figura 108. Menú Define- Wall/Slab/Deck Section.

Fuente: ETABS 9.6

En el siguiente cuadro escogemos de la pestaña ADD NEW SLAB (**Figura 109**).

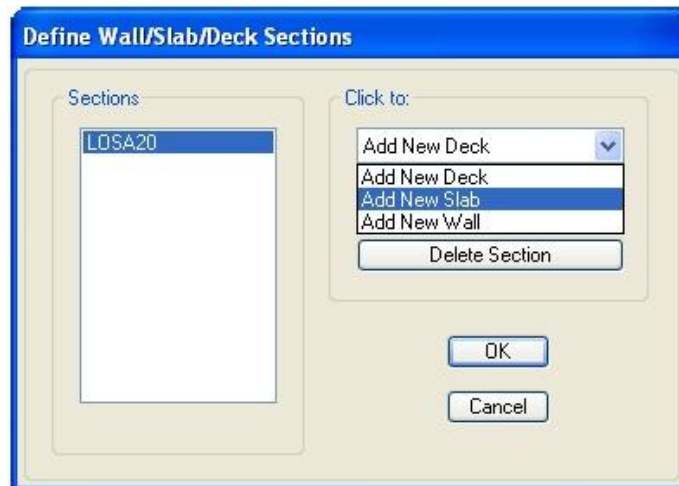


Figura 109. Ventana para seleccionar la losa.

Fuente: ETABS 9.6

En el siguiente cuadro llenaremos escogiendo el material ya antes designado CONC105 y colocaremos en la sección de MEMBRANE y BENDING el espesor de 0,145 m. que es la equivalencia de una losa alivianada de 20 cm (**Figura 110**).

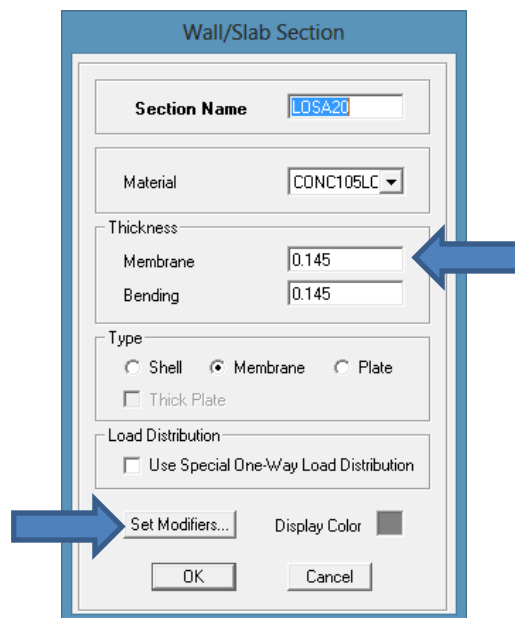


Figura 110. Ventana para ingresar las características de la losa.

Fuente: ETABS 9.6

Presionamos SET MODIFIERS y en el recuadro de MEMBRANE F11 Y F22 MODIFIER colocamos 0,5 establecido en el (CEC sección 6.1.2.1) (**Figura 111**).

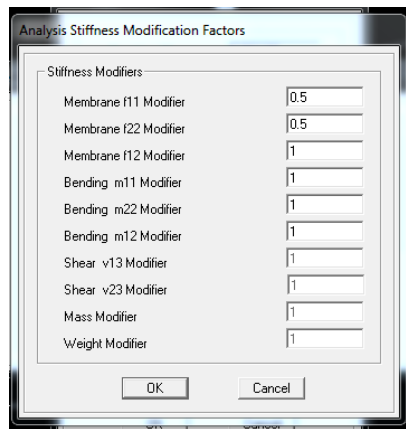


Figura 111. Ventana para ingresar los valores de inercia agrietada de la losa.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.4.Casos para cargas estáticas.

Para definir las cargas del edificio comenzaremos estableciendo que tipos de cargas actuaran en la estructura:

CM: carga muerta estará dada por el peso propio de la estructura

CMP: esta será la carga muerta de pared

CV: esta es la carga viva

Entonces iremos al menú DEFINE – STATIC LOADS CASES (**Figura 112**).

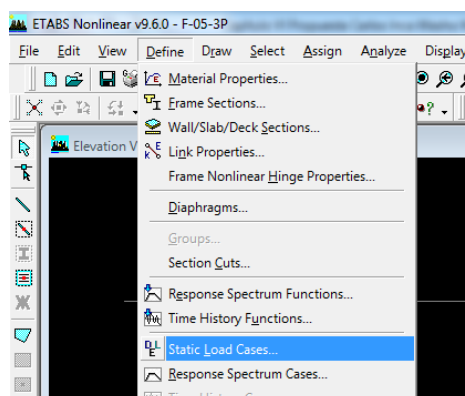


Figura 112. Menú DEFINE-Static Loads Cases.

Fuente: ETABS 9.6

A continuación se abrirá una ventana de dialogo en el que por defecto el programa viene con dos casos de carga DEAD y LIVE a los cuales simplemente los modificaremos:

Escribiremos CM para carga tipo DEAD (muerta) y presionamos MODIFY LOAD.

Para la carga viva escribimos CV para la carga tipo LIVE (viva) y presionaremos MODIFY LOAD.

Para la carga de pared CMP escribiremos en el casillero debajo de LOAD, en el casillero TYPE escogeremos DEAD y en SELF WEIGHT MULTIPLIER colocaremos 0; a continuación presionaremos ADD NEW LOAD (**Figura 113**).

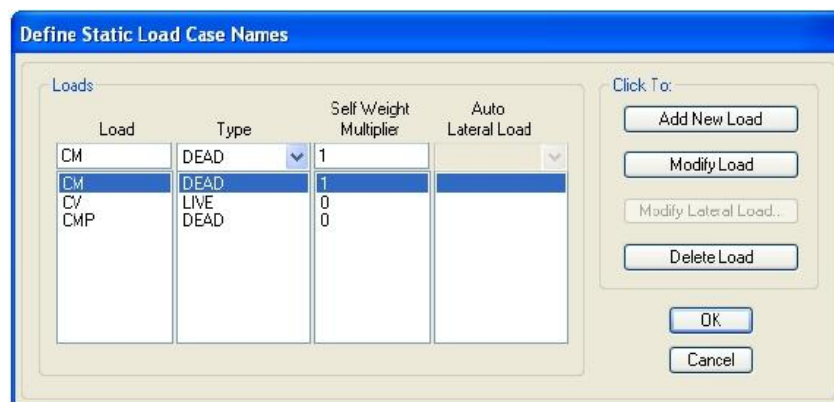


Figura 113. Ventana para ingresar los casos de carga.

Fuente: ETABS 9.6

Para los casos de sismos pondremos el nombre de SISMOXPOS en el área de LOAD, en el tipo (TYPE) escogemos QUAKE; al activar la opción QUAKE se nos activara la otra pestaña de AUTO LATERAL LOAD en la que escogeremos USER COEFFICIENT (**Figura 114**).

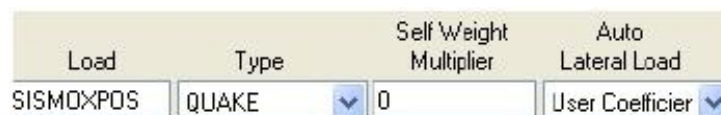
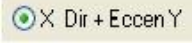


Figura 114. Ventana de ingreso de cargas de sismo.

Fuente: ETABS 9.6

Al escoger USER COEFFICIENT se nos activara un botón que es MODIFY LATERAL LOAD en el que daremos clic.

Se nos abrirá una ventana en la que llenaremos la siguiente información:

En el cuadro “USER DEFINED SEISMIC LOADING”, elegimos 

En la sección “DIRECTION AND ECCENTRICITY”; en “ECC. RATIO (ALL DIAPH.) verificamos que el valor sea 0.05 (5%) para el cálculo de la excentricidad, esto se hará para tomar en cuenta los efectos torsores que producirá el sismo.

En la sección “FACTORS”, en “BASE SHEAR COEFICIENT, C” ingresaremos el valor pico de la aceleración obtenida en el espectro inelástico, que para nuestro caso es 0.185g.

El valor de “BUILD HEIGHT EXP. K” lo dejamos en uno ya que la distribución de las fuerzas sísmicas tendrá una variación lineal.

Hacemos clic en OK y habremos editado el primero de los casos sísmicos para el análisis estático (**Figura 115**).

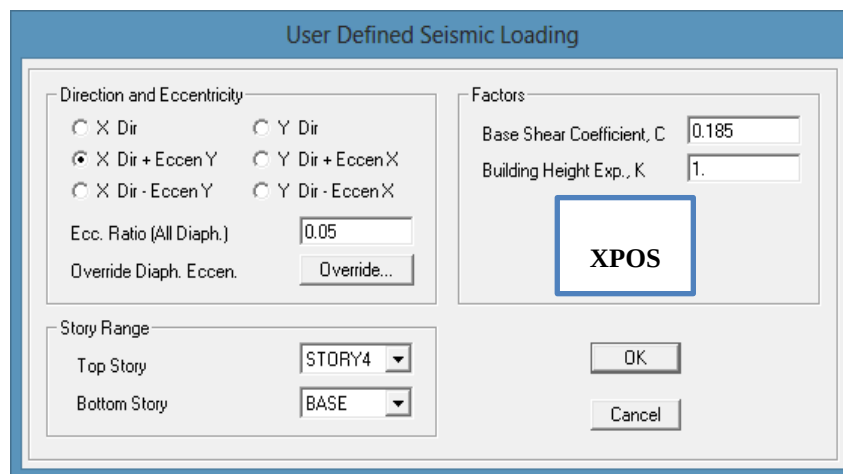


Figura 115. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica XPOS.

Fuente: ETABS 9.6

Los tres casos restantes se realizan de la misma manera, se debe de tener en cuenta la dirección y la excentricidad para cada caso y el valor en “BASE SHEAR COEFFICIENT, C” de 0.185g.

Los otros tres casos para el análisis estático por fuerzas equivalentes quedarían de la siguiente manera (**Figura 116, 117, 118**):

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Loading' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the radio button for 'X Dir - Eccen Y' is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, the 'Base Shear Coefficient, C' is 0.185 and the 'Building Height Exp., K' is 1. The label 'XNEG' is highlighted with a blue box. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as STORY4 and 'Bottom Story' as BASE. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Figura 116. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica XNEG.

Fuente: ETABS 9.6

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Loading' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the radio button for 'Y Dir + Eccen X' is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, the 'Base Shear Coefficient, C' is 0.185 and the 'Building Height Exp., K' is 1. The label 'YPOS' is highlighted with a blue box. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as STORY4 and 'Bottom Story' as BASE. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Figura 117. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica YPOS.

Fuente: ETABS 9.6

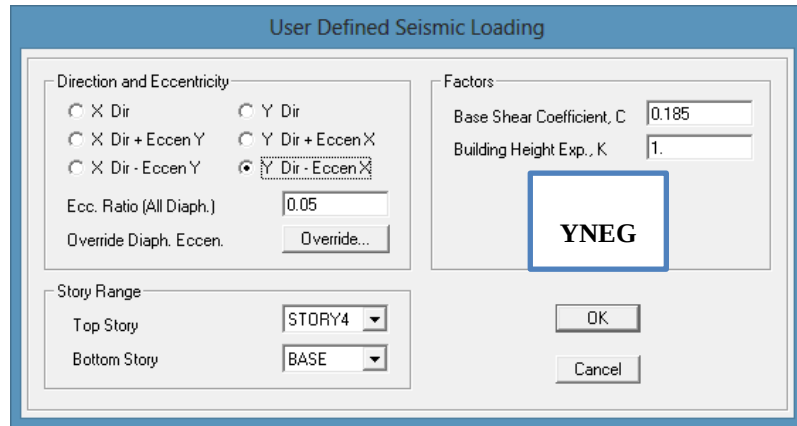


Figura 118. Ventana para definir las propiedades de la carga sísmica YNEG.

Fuente: ETABS 9.6

Para concluir finalizaremos presionando OK (**Figura 119**)..

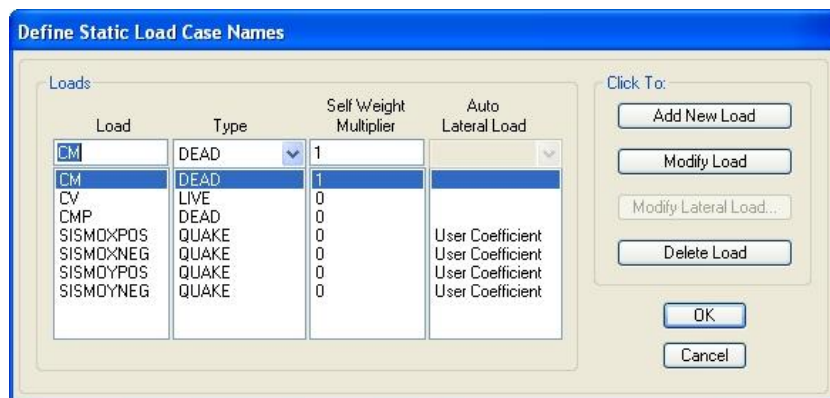


Figura 119. Ventana con 7 casos de carga.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.5. Espectro de respuesta inelástico.

Para ingresar el espectro de respuesta inelástico en el programa tomaremos los datos previamente obtenidos “periodo vs aceleración” (**Tabla 97**), estos valores se guardaran en un archivo de extensión .txt que facilitaran que el programa lea los valores del espectro.

A continuación ingresaremos al menú DEFINE – RESPONSE SPECTRUM FUNCTIONS (**Figura 120**).

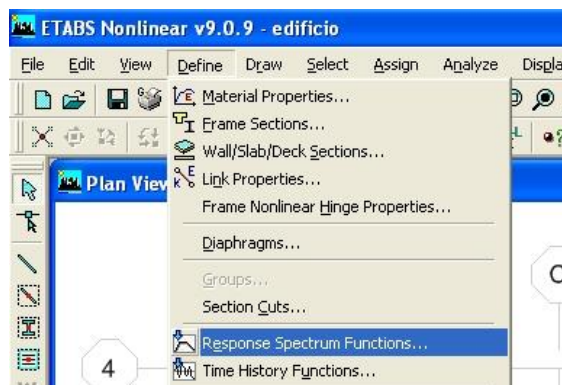


Figura 120. Menú DEFINE- Response Spectrum Functions.

Fuente: ETABS 9.6

Se nos desplegará el siguiente cuadro de diálogo en el que presionaremos en ADD SPECTRUM FROM FILE (**Figura 121**).

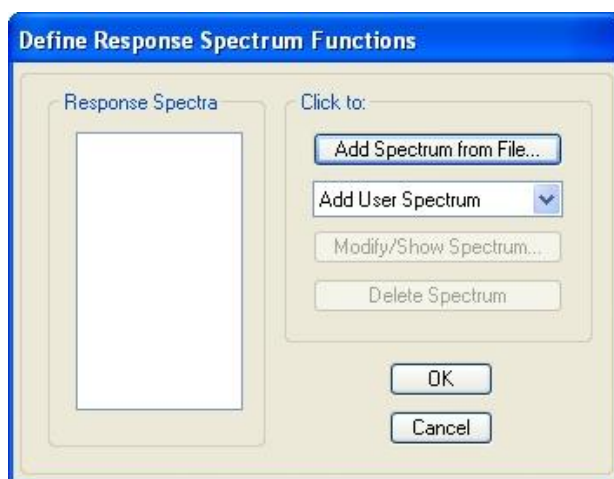


Figura 121. Ventana para ingresar el espectro inelástico.

Fuente: ETABS 9.6

En la siguiente ventana de diálogo ingresaremos los valores de la siguiente forma (**Figura 122**):

1. Presionamos el cuadro de BROWSE en donde ubicaremos el archivo en el que hemos guardado el espectro inelástico con terminación .txt al encontrarlo presionamos abrir.
2. Luego en la sección VALUES ARE seleccionamos PERIOD vs VALUE.

3. A continuación presionamos el botón de DISPLAY GRAPH.
4. Damos un nombre a nuestro espectro inelástico.
5. Presionamos OK para finalizar la creación del espectro inelástico.

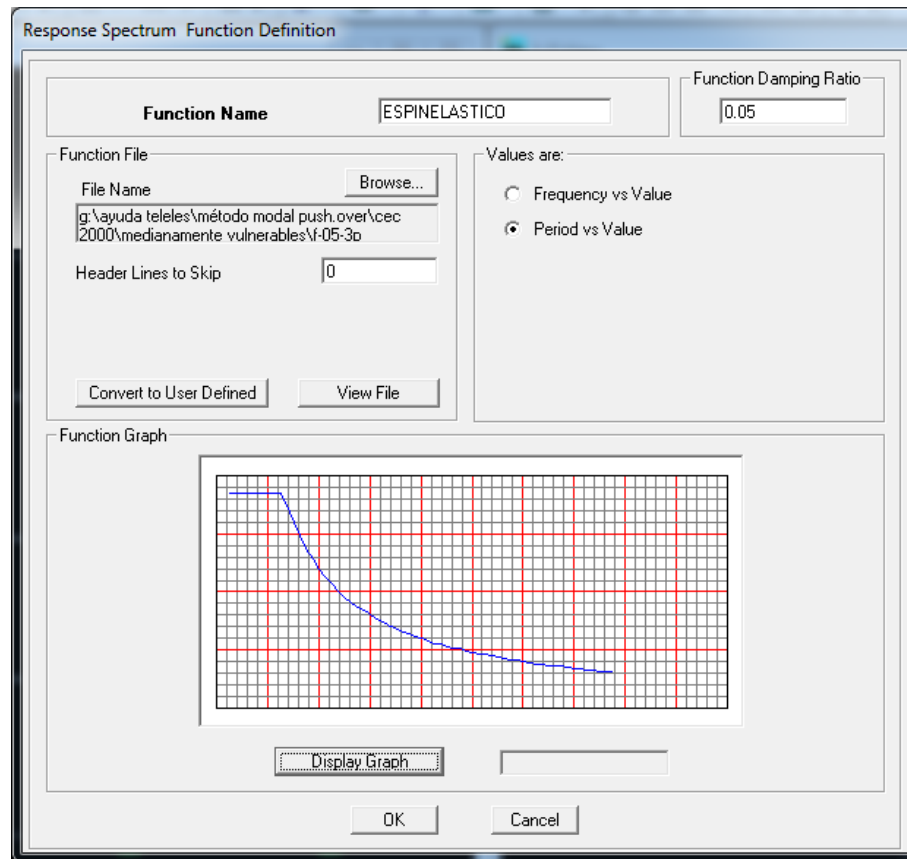


Figura 122. Ventana para crear el espectro inelástico.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.6. Caso para análisis dinámico por cargas de sismo método del espectro de diseño.

El espectro que se definió en el paso anterior nos sirve para generar unos casos de cargas para un análisis dinámico. Desde el menú “DEFINE - RESPONSE SPECTRUM CASES” generamos dos casos para cada una de las direcciones, a diferencia del caso para cargas por fuerzas equivalentes, el programa realiza la conversión de la excentricidad sin la necesidad de indicar el signo.

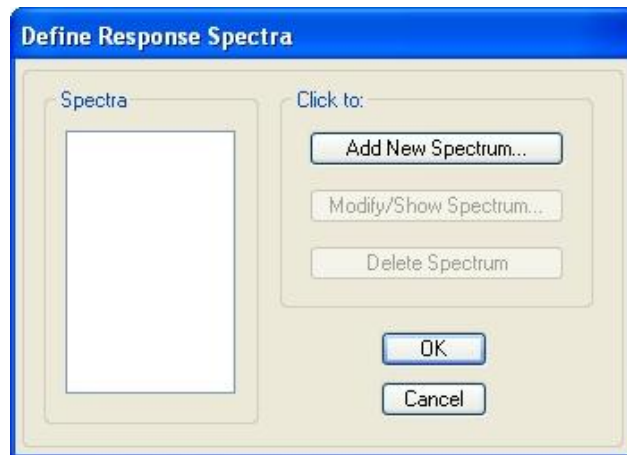


Figura 123. Ventana para agregar un caso de carga para análisis dinámico.

Fuente: ETABS 9.6

Una vez que estamos en el cuadro “DEFINE RESPONSE SPECTRA”, en la sección “CLICK TO”, hacemos clic en, ADD NEW SPECTRUM (**Figura 123**).

El primer caso que crearemos será para la dirección “X”.

1. En la sección “INPUT RESPONSE SPECTRA”, en “DIRECTION” “U1” seleccionamos como función el espectro que creamos.
2. En “SCALE FACTOR” ingresamos el valor de la gravedad, ya que nuestro espectro tiene valores adimensionales, por lo que se debe introducir el valor de $9.81m/s^2$; si nuestros valores del espectro inelástico ya estarían multiplicados por la gravedad el valor sería “uno”.
3. En la dirección UZ se trabajara para cuando se tenga voladizos y se trabajara con un factor de 2/3 del factor utilizado en U1.
4. El valor en “ECC. RATIO (ALL DIAPH.)” ingresamos 0.05 que sería el 5% del amortiguamiento respecto al crítico (según norma CEC sección 3.1.8).

Hacemos clic en OK y habremos definido el caso para un análisis dinámico en la dirección “X”.

El mismo procedimiento se realiza para la dirección “Y”, escogiendo esta vez en “DIRECTION” el espectro en “U2” (**Figura 124**).

- El método CQC, Combinación Cuadrática Completa, método descrito por Wilson, Der Kiureghian, y Bayo. (1981).
- El método GMC, Combinación Modal General, método descrito por Gupta (1990).
- El método SRSS, Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados.
- El método de La suma de valores absolutos, ABS

Figura 124. Ventana para ingresar los valores de la carga para análisis dinámico.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.7.Cálculo de la masa para el análisis dinámico por cargas de sismo.

El ETABS hace el cálculo de los distintos casos de carga, pero según las normas de Diseño Sísmico, se toman los casos de carga con porcentajes de participación (INEN CPE 5: 2001 en la tabla 6.1 de reducción de carga).

Para este caso se tomara el 100% para carga muerta y el 25% para la carga viva especificado en el INEN CPE 5: 2001 sección 6.1.1.

En el cuadro de diálogo “DEFINE MASS SOURCE”, se tienen tres formas para definir la masa a ser calculada las que describiremos a continuación (**Figura 125**):

1. “FROM SELF AND SPECIFIED MASS”, el programa calcula la masa sólo teniendo en cuenta la propiedad “MASS PER UNIT VOLUME” del tipo de material y masas adicionales que se hayan introducido al modelo, no permite combinaciones de tipos distintos de carga.
2. “FROM LOADS”, el programa para el cálculo de la masa toma en cuenta la propiedad WEIGHT del material, se permite el uso de combinaciones según el tipo de carga.
3. “FROM SELF AND SPECIFIED MASS AND LOADS”, es una combinación de los 2 tipos anteriores, no olvidemos que muchas veces se introducen masas al sistema que en la segunda opción no se tendrían en cuenta, y cargas aplicadas directamente que no se tomaría en cuenta la primera opción.

Nosotros ocuparemos la segunda opción, y agregaremos las respectivas cargas con sus porcentajes. Damos clic en OK y terminaremos con la definición de masas del sistema.

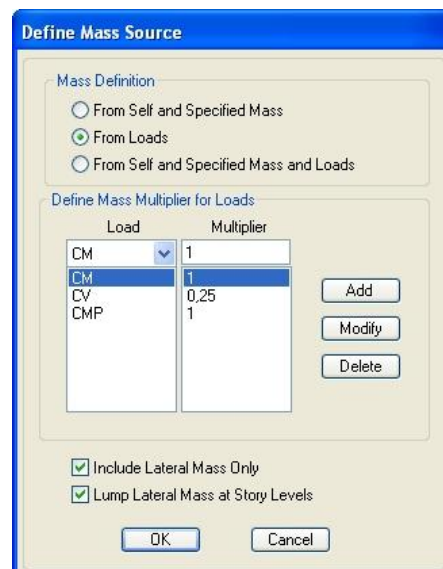


Figura 125. Ventana para la definición de masas del sistema.

Fuente: ETABS 9.

6.6.7.8. No incluir efectos de carga sísmica especiales.

Ingresaremos al menú DEFINE – SPECIAL SEISMIC LOAD EFFECTS

En este cuadro hay que definir cinco asuntos:

1. Rho factor,
2. IBC2000 Seismic Design category,
3. lateral force resisting system type,
4. Omega factor,
5. DL multiplier.

Estos efectos de carga sísmica están dados por Códigos Americanos así que para evitar mayoraciones no los incluiremos en nuestra modelación.

En el área de USE FOR DESIGN seleccionaremos la opción DO NOT INCLUDE SPECIAL SEISMIC.

Y presionamos OK para finalizar (**Figura 126**).

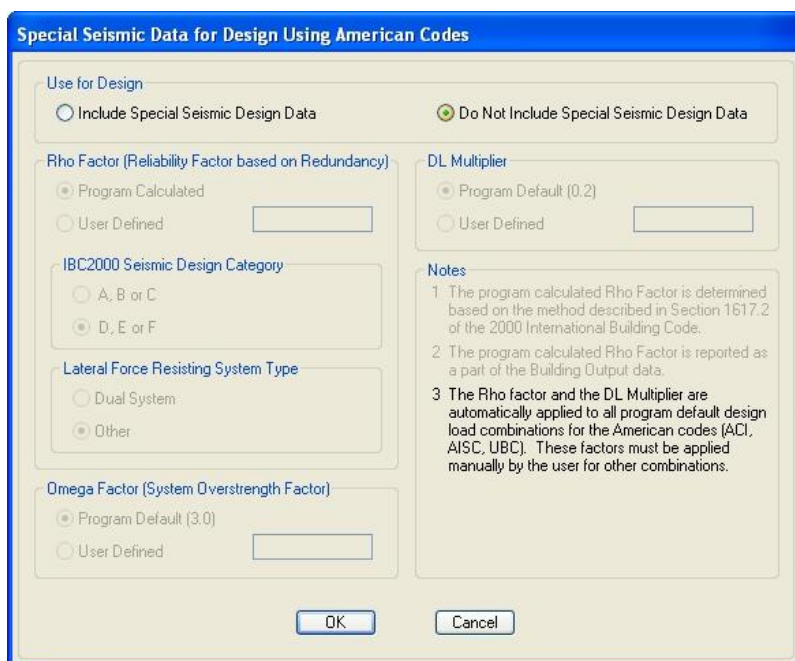


Figura 126. Ventana para excluir los efectos de carga sísmica especiales.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.9. Asignación de las combinaciones de carga.

Vamos al menú DEFINE y escogemos LOAD COMBINATION y presionamos ADD NEW COMBO y designamos las siguientes combinaciones de cargas dadas por el ACI 318 en el apéndice C (**Figura 127**).

$$U1 = 1,4CM + 1,4CMP + 1,7CV$$

$$U2 = 1,05CM + 1,05CMP + 1,28CV + 1,4SISMXPOS$$

$$U3 = 1,05CM + 1,05CMP + 1,28CV + 1,4SISMXNEG$$

$$U4 = 1,05CM + 1,05CMP + 1,28CV + 1,4SISMYPOS$$

$$U5 = 1,05CM + 1,05CMP + 1,28CV + 1,4SISMYNEG$$

$$U6 = 0,9CM + 0,9CMP + 1,43SISMXPOS$$

$$U7 = 0,9CM + 0,9CMP + 1,43SISMXNEG$$

$$U8 = 0,9CM + 0,9CMP + 1,43SISMYPOS$$

$$U9 = 0,9CM + 0,9CMP + 1,43SISMYNEG$$

$$U10 = 1SISMXPOS + 1SISMXNEG + 1SISMYPOS + 1SISMYNEG$$

$$U11 = 0,9CM + 0,9CMP + 1ESPECXX$$

$$U12 = 0,9CM + 0,9CMP + 1ESPECYY$$

$$U13 = 1,2CM + 1,2CMP + 1CV + 1ESPECXX$$

$$U14 = 1,2CM + 1,2CMP + 1CV + 1ESPECYY$$

A la combinación U10 se le asignara en el programa en el cuadro de LOAD COMBINATION TYPE seleccionamos **SRSS** que corresponde a una combinación cuadrática (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados). INEN CPE 5: 2001 sección 6.11.6.1.

Por último se agregara una envolvente que es la combinación de todas las combinaciones en el cuadro de LOAD COMBINATION TYPE seleccionamos ENVE y escogemos todas las combinaciones.

$$ENV = U1 + U3 + U4 + U5 + U6 + U7 + U8 + U9 + U10 + U11 + U12 + U13 + U14$$

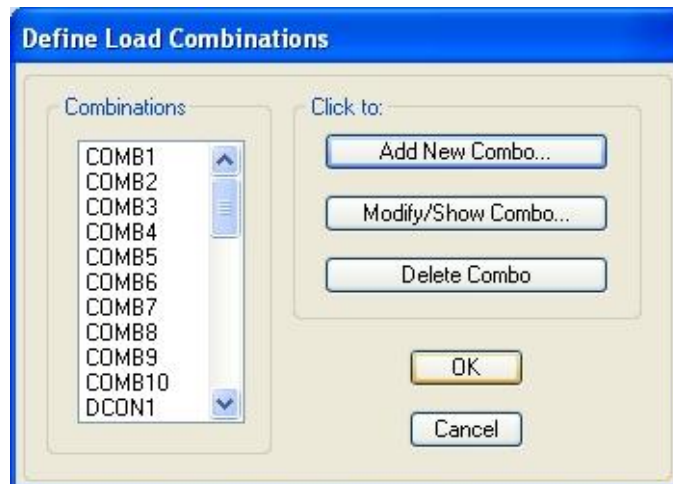


Figura 127. Ventana para ingresar las combinaciones de carga.

Fuente: ETABS 9.6

Para asignar las combinaciones al programa vamos al menú DESIGN – CONCRETE FRAME DESIGN – SELEC DESIGN COMBOS y removemos las combinaciones hechas por el programa y agregamos las hechas por el usuario presionamos OK y listo (**Figura 128**).

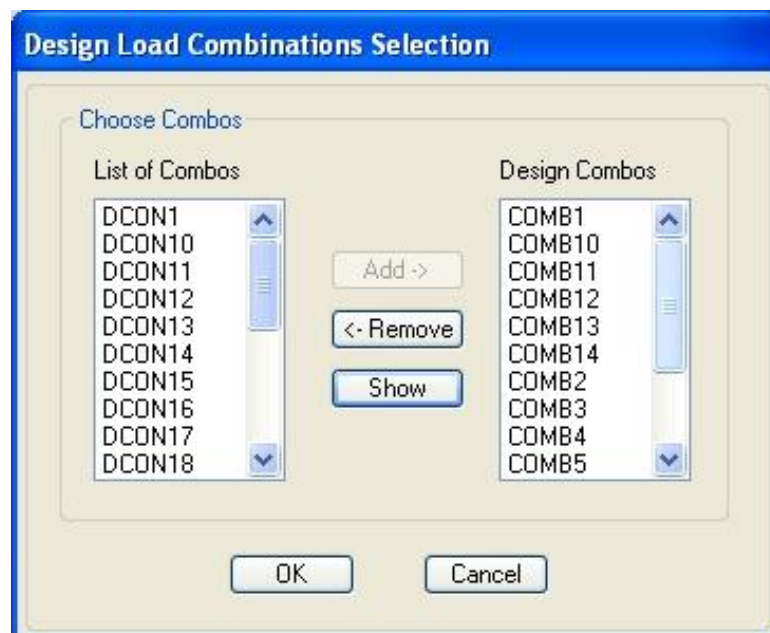


Figura 128. Ventana para designar las combinaciones al programa.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.10. Dibujo del modelo.

Para el proceso de dibujar, no desarrollaremos el dibujo del modelo paso a paso, ya que cada usuario del programa tiene sus propios criterios para dibujar cada uno de los elementos, por tanto no se quiere que se tenga una Metodología o forma estándar para el dibujo, así que simplemente daremos ciertos parámetros para el dibujo.

6.6.7.10.1. Para dibujar columnas y vigas.

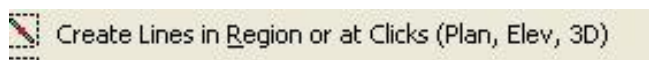


Figura 129. Herramienta para el dibujo de elementos tipo Frame.

Fuente: ETABS 9.6

Con esta herramienta podemos dibujar haciendo clic en la grilla de una manera automática, también con este comando podemos dibujar seleccionando una región, se puede utilizar en vista en planta, elevación y 3D (**Figura 129**).

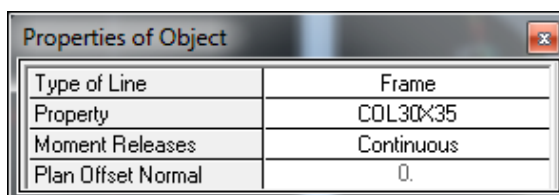


Figura 130. Cuadro de dialogo para dibujar columnas o vigas.

Fuente: ETABS 9.6

Al hacer clic en el comando descrito anteriormente se nos desplegara un cuadro en el que simplemente escogeremos que es lo que queremos dibujar ya sea las columnas o las vigas (**Figura 130**). Al terminar de dibujar nos quedara así (**Figura 131**).

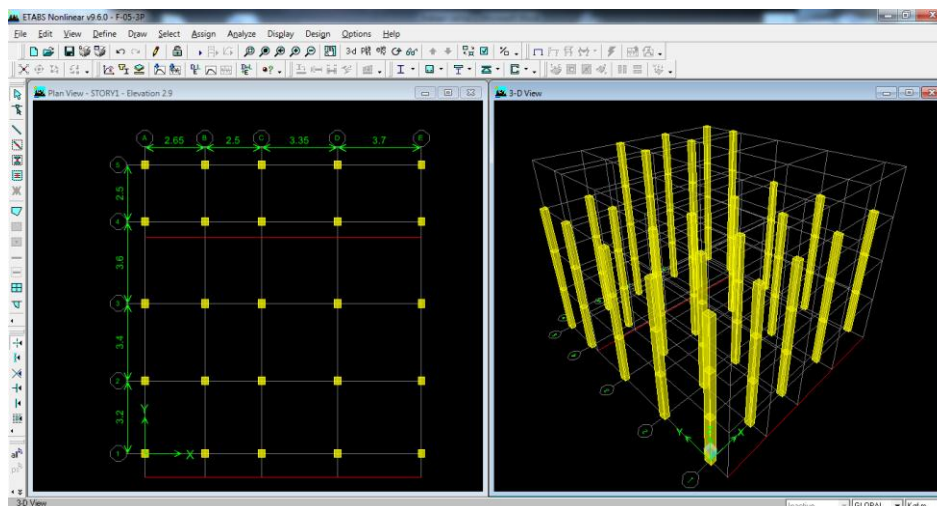


Figura 131. Dibujo de vigas y columnas.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.10.2. Dibujo de la losa.

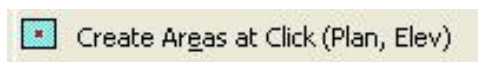


Figura 132. Herramienta para el dibujo de elementos tipo Shell/Slsb/Deck.

Fuente: ETABS 9.6

Este comando nos ayudara para dibujar la losa, esta solo se activara cuando este en vista en planta, al hacer clic en algún lugar interno de la grilla nos dibujara un objeto cuyos límites serán las intersecciones de la grilla (**Figura 132**).

Así mismo al activar este comando nos aparecerá un cuadro en el que escogeremos la losa y dibujaremos (**Figura 133**).

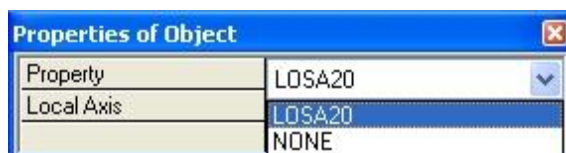


Figura 133. Cuadro de dialogo para dibujar la losa.

Fuente: ETABS 9.6

Para poder observar la losa ingresamos al menú VIEW – SET BUILDING VIEW OPTIONS y activaremos la opción OBJECT FILL (**Figura 134**).

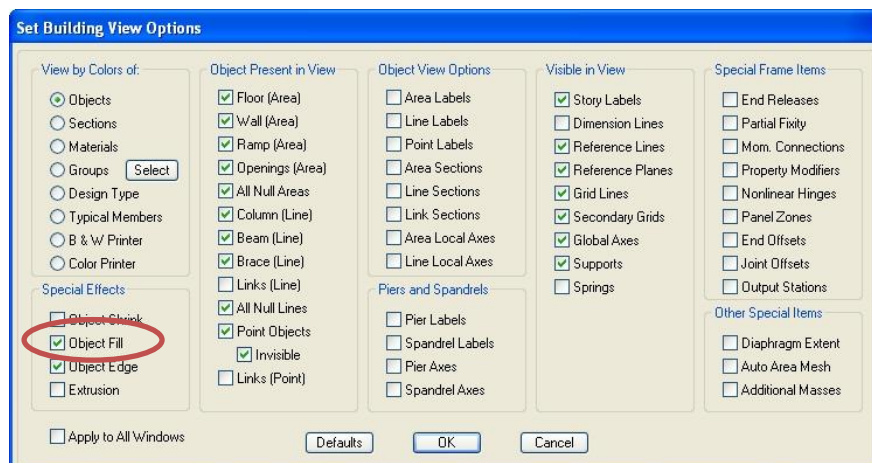


Figura 134. Ventana para activar opciones de vista.

Fuente: ETABS 9.6

También si presionamos en el área que está en 3D podemos activar a más de OBJECT FILL activaremos también EXTRUSION para tener una mejor visualización de la estructura.

A continuación procederemos a dibujar todas las losas de nuestra estructura y nos quedara de esta forma (**Figura 135**).

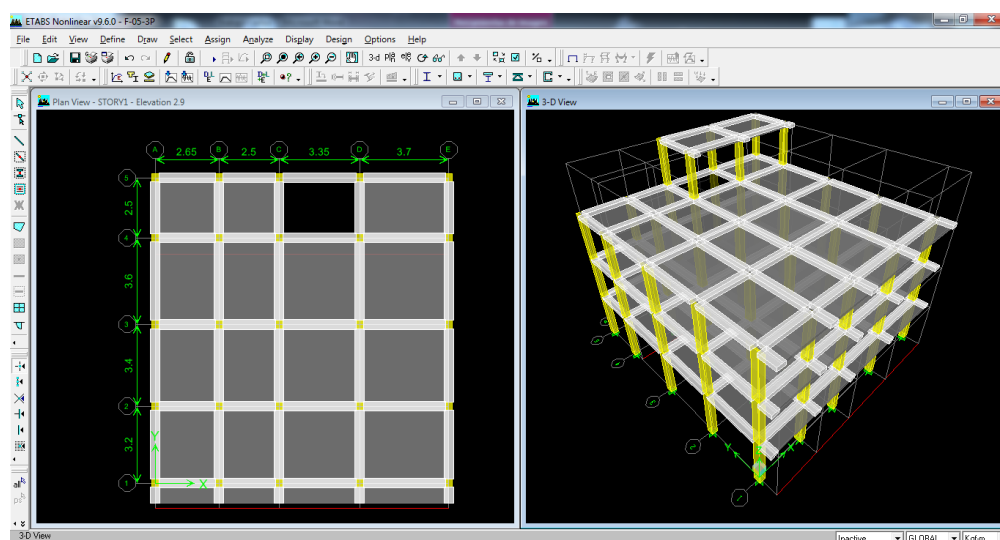


Figura 135. Dibujo de Losas.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.11. Asignación de restricciones.

Al dibujar las columnas, se aprecia que en el nivel $Z=0$, el programa automáticamente dibuja apoyos en las bases, pero es necesario hacer el cambio a estos apoyos. Los apoyos en la base son comúnmente modelados como apoyos empotrados.

Para cambiar el tipo de apoyos se tiene que trabajar con los puntos de apoyo que tienen los elementos verticales en la base. Se seleccionan todos los puntos y por medio del menú “ASSIGN - JOINT POINT - RESTRAINTS SUPORTS” asignamos el tipo de soporte que se desea (**Figura 136**).

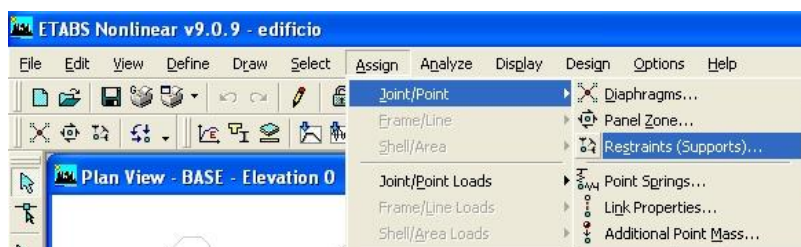


Figura 136. Menú Assign- Joint/Point- Restraints (Supports).

Fuente: ETABS 9.6

En el cuadro “ASSINGS RESTRAINTS” podemos seleccionar si queremos realizar restricciones al desplazamiento o al giro de los apoyos (**Figura 137**).

Como se quieren modelar apoyos con hipótesis de empotramiento perfecto, simplemente seleccionamos las seis restricciones.



Figura 137. Ventana para asignar las Restricciones de los apoyos.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.12. Asignación de cargas.

En este modelo sólo se presentan cargas distribuidas aplicadas a las losas de entresijos. El resumen de las cargas es el que se indica en la tabla siguiente:

Tabla 99. Resumen de cargas.

NIVEL	CMP (Kg/m ²)	CV (Kg/m ²)
Tapa Grada	176	120
Terraza	239	200
Nivel 2	364	200
Nivel 1	364	200

Elaborado por: Carlos Inca, Washington Morales

Para ingresar las cargas de forma uniforme sobre la losa, en este caso del nivel 1 seleccionamos las losas de dicho nivel y luego ingresaremos al menú ASSIGN – SHELL/AREA LOADS – UNIFORM (**Figura 138**).

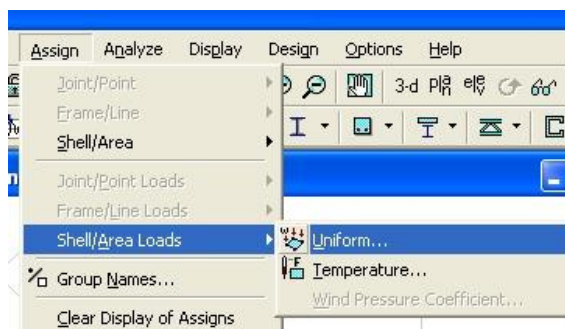


Figura 138. Menú Assign- Shell/Area loads- Uniform.

Fuente: ETABS 9.6

A continuación se nos desplegará un cuadro en el que trabajaremos de la siguiente forma, escogemos en el LOAD CASES la carga muerta de pared CMP en la en la sección de LOAD escribiremos el valor de la carga en este caso 364 y revisamos que este en DIRECTION aplicado GRAVITY, y presionamos OK y habrá ingresado la carga de pared (**Figura 139**).

Así iremos ingresando en todos los pisos y haremos lo mismo para la carga viva (**Figura 140**).

Uniform Surface Loads

Load Case Name: **CMP** Units: **Kgf-m**

Uniform Load

Load: **364**

Direction: **Gravity**

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Figura 139. Ventana para ingresar el valor de carga muerta de piso CMP.

Fuente: ETABS 9.6

Uniform Surface Loads

Load Case Name: **CV** Units: **Kgf-m**

Uniform Load

Load: **200**

Direction: **Gravity**

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Figura 140. Ventana para ingresar el valor de carga viva

Fuente: ETABS 9.6

Haciendo clic derecho en una losa veremos las propiedades de la losa y en LOADS veremos las cargas que están actuando en la losa (**Figura 141**).

Area Information

Location Assignments Loads

Identification

Label: **F7** Area Type: **Floor**

Story: **STORY1**

Static Load Case	CV
Uniform FGrav	200.
Static Load Case	CMP
Uniform FGrav	364.

Units: **Kgf-m**

OK

Figura 141. Ventana para ver las características de la losa.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.13. Asignación de brazos rígidos.

El programa puede calcular los brazos rígidos de la conectividad entre las propiedades de los elementos en el modelo. Se puede especificar factores de zona rígida en los elementos. Este es un factor utilizado para definir el porcentaje de la zona especificada a ser tratada como totalmente rígida por ejemplo uno significara que es completamente rígido y si es cero no se aplicara brazos rígido será nulo. Las características de los brazos rígidos utilizados se pueden apreciar en la figura a continuación (**Figura 142**).

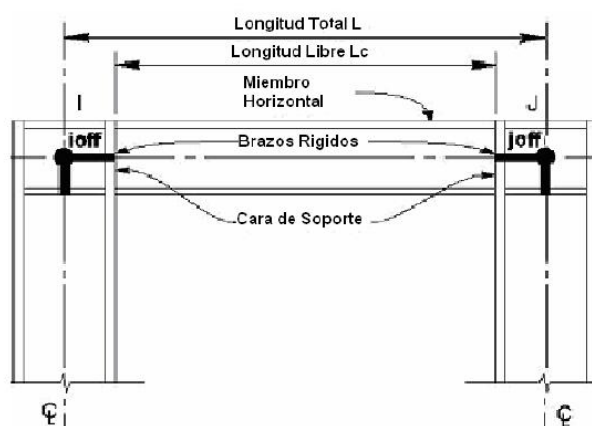


Figura 142. Características de los brazos rígidos.

Seleccionamos toda la estructura ya sea marcando todo o por el comando que se encuentra en la parte izquierda llamada ALL, después iremos al menú ASSIGN – FRAME/LINE – END (LENGTH) OFFSETS (**Figura 143**).

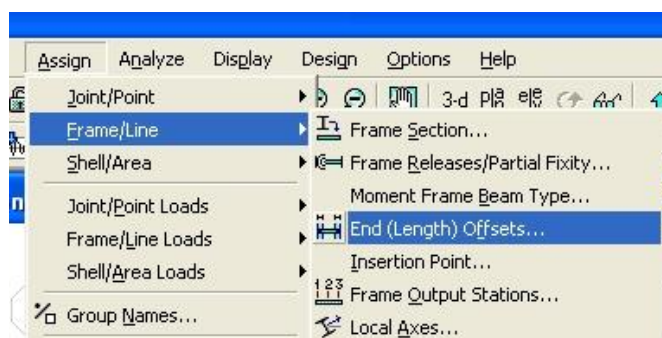


Figura 143. Menú Assign- Frame/Line- End (Length) Offsets.

Fuente: ETABS 9.6

En el cuadro que aparece seleccionamos Automatic From Connectivity y en el recuadro de Rigid-Zone Factor colocaremos 0,5 especificando un valor de rigidez medio es decir semirrígido y presionamos OK (**Figura 144**).

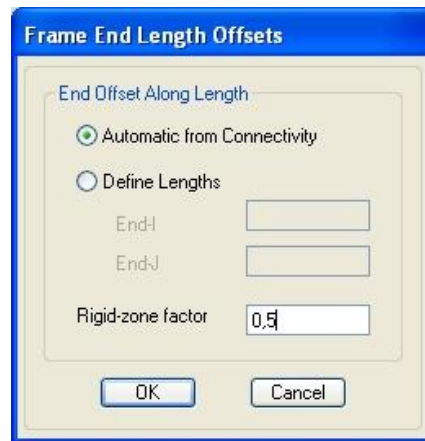


Figura 144. Ventana para asignar brazos rígidos.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.14. Asignación de diafragmas rígidos.

El modelo por cargas concentradas en los entrepisos nos permite calcular con hipótesis que todos los puntos en un nivel dado tengan los mismos desplazamientos. Entonces debemos de asignar diafragmas rígidos al modelo. El ETABS permite asignar diafragmas rígidos a los puntos del entrepiso o a las losas.

Seleccionamos las losas del piso y vamos al menú ASSIGN – SHELL/AREA – DIAPHRAGMS (**Figura 145**).

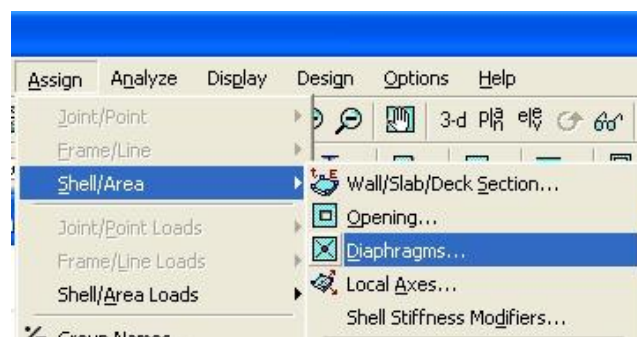


Figura 145. Menú Assign- Shell/Area- Diaphragms.

Fuente: ETABS 9.6

A continuación se nos presenta un cuadro en el que presionamos ADD NEW DIAPHRAGM y damos un nombre a nuestro diafragma y presionamos OK (Figura 146, 147).



Figura 146. Ventana para agregar un nuevo diafragma.

Fuente: ETABS 9.6

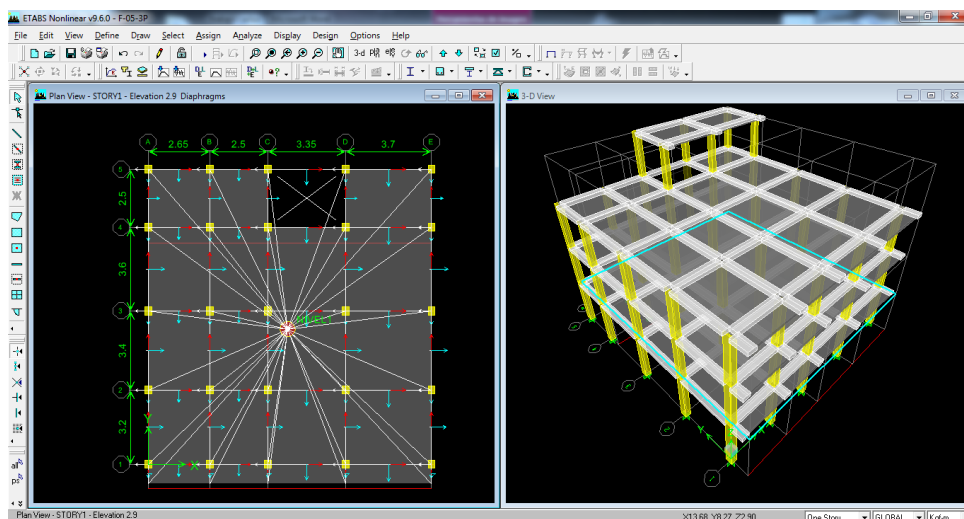


Figura 147. Ventana para ver los diafragmas de cada piso.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.15. Malla de elementos finitos.

El método de los elementos finitos, es un método aproximado para el análisis estructural, a menores dimensiones de los elementos es mejor la precisión. No se puede recomendar la dimensión de estos elementos, ya que el proceso de ir

dividiendo en elementos más pequeños sobrecarga la computadora y toma más tiempo de ejecución. En este caso tomaremos la medida de un metro pero esto no quiere decir que esta medida es la mejor aproximación para el análisis.

Asignaremos la malla de los elementos finitos, seleccionamos todas las losas entonces iremos al menú ASSIGN – SHELL/AREA – AREA OBJECT MESH OPTIONS

En el cuadro a continuación en el área de FLOOR MESHING OPTION seleccionamos la opción AUTO MESH OBJECT, ahí se nos activara los cuadros de abajo en los que activaremos todas las opciones, en FURTHER SUBDIVIDE AUTO MESH colocaremos un metro.

Si tuviéramos muros o rampas activaríamos la opción SUBDIVIDE OBJECT INTO ELEMENTS y colocaríamos igualmente uno (**Figura 148**).

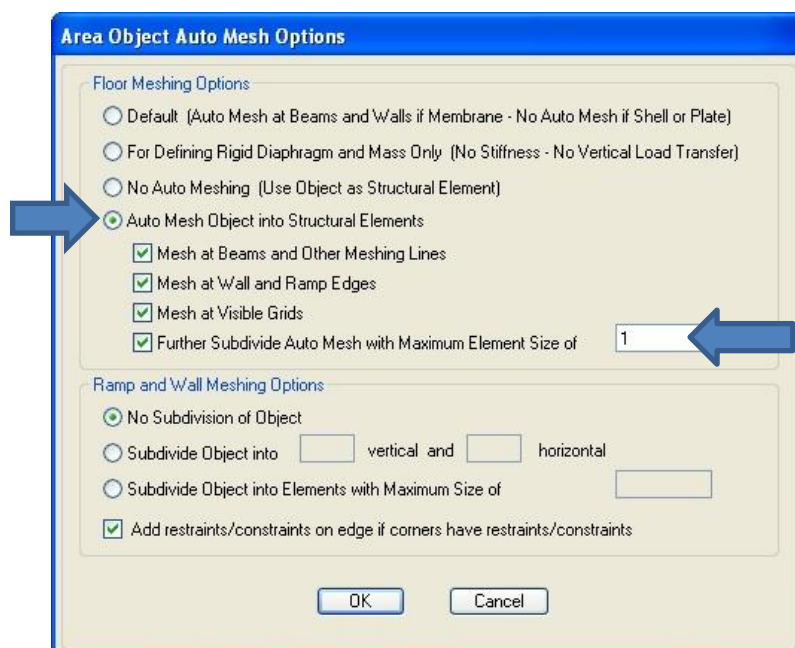


Figura 148. Ventana para agregar la malla de elementos finitos.

Fuente: ETABS 9.6

Presionamos OK y listo.

Para ver la malla nos vamos a la opción  en el menú VIEW – SET BUILDING VIEW OPTIONS y escogemos en el área de OTHER SPECIAL ITEMS seleccionamos AUTO AREA MESH (**Figura 149, 150**).

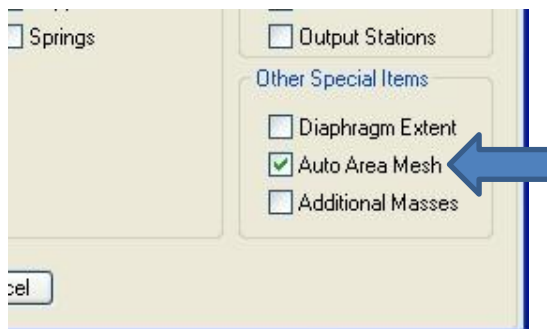


Figura 149. Opción de visualización Auto Area Mesh.

Fuente: ETABS 9.6

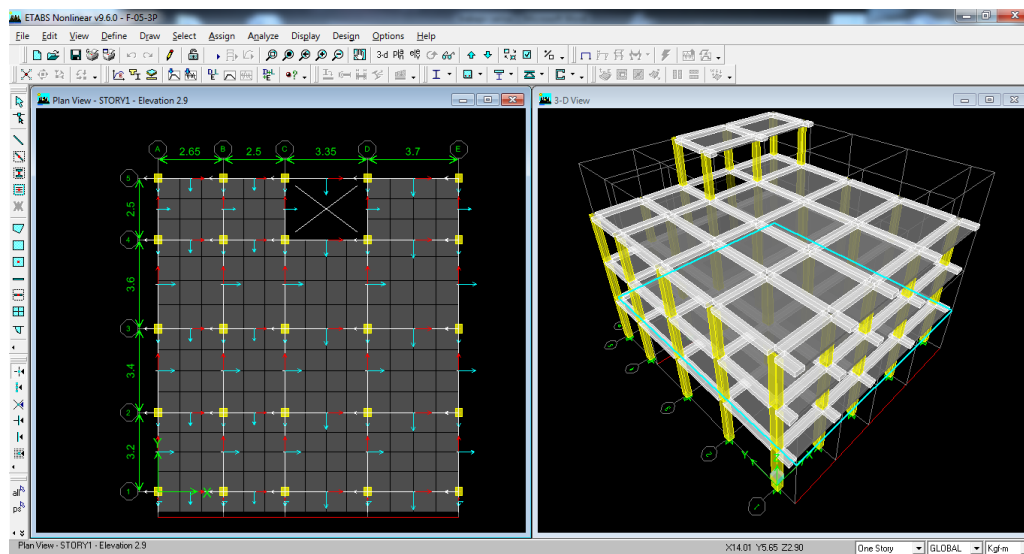


Figura 150. Ventana para ver la malla de elementos finitos.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.16. Configuración de las opciones de análisis.

Vamos al menú ANALYZE – SET ANALYSIS OPTIONS (**Figura 151**).

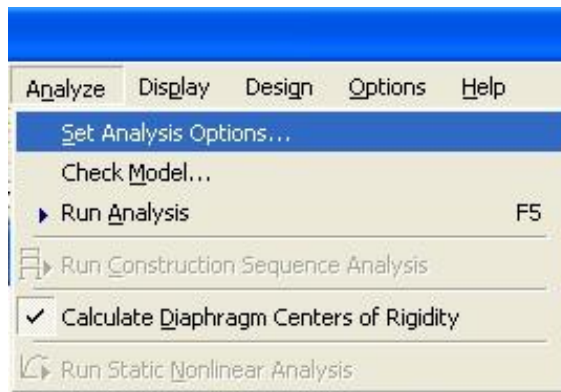


Figura 151. Menú Analyze- Set Analysis Options.

Fuente: ETABS 9.6

En el cuadro seleccionamos la opción FULL 3D, y verificamos que este seleccionado DINAMYC ANALYSIS (**Figura 152**), hacemos clic en el cuadro de SET DYNAMIC PARAMETERS (**Figura 153**).

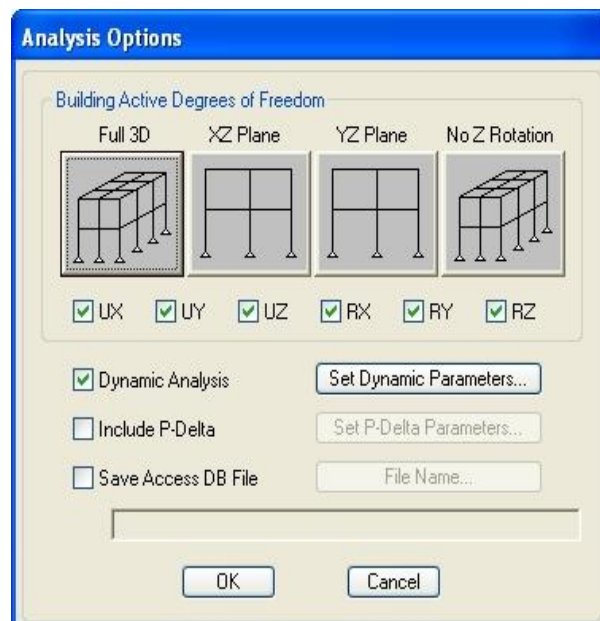


Figura 152- Ventana de las opciones de análisis.

Fuente: ETABS 9.6

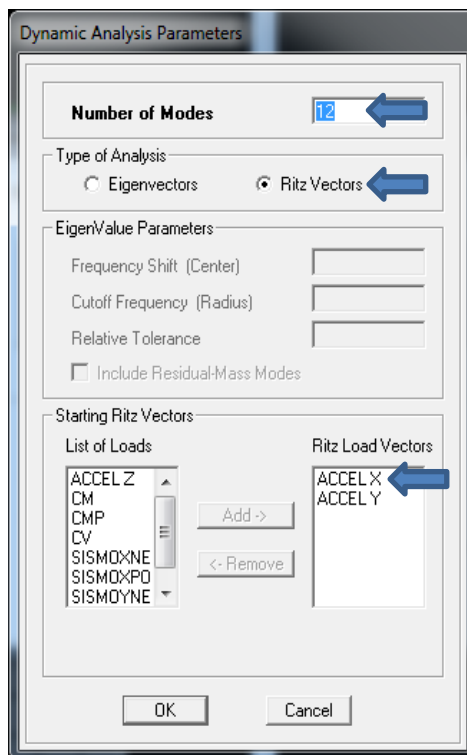


Figura 153. Ventana para la configuración de los parámetros del análisis dinámico.

Fuente: ETABS 9.6

En la sección de NUMBER OF MODES escribimos 12, estaremos considerando 3 modos de vibración por piso recomendado por “VLACEV TOLEDO ESPINOZA” en su trabajo “EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO CON ETABS”, en el área de TYPE OF ANALYSIS escogemos la opción RITZ VECTORS, en la sección RITZ LOAD VECTORS marcamos la opción ACCEL Z y presionamos REMOVE, indicamos al programa que no considere las aceleraciones verticales, presionamos OK y listo finalizamos con las opciones de análisis.

Antes de realizar el análisis es necesario revisar si está presente algún error en el modelo, ingresamos por el menú ANALYZE - CHECK MODEL (**Figura 154**). Y marcamos todas las opciones, clic en OK y el programa revisará si se presenta algún error (WARNING), de ser el caso nos indicará que error hay que corregir.

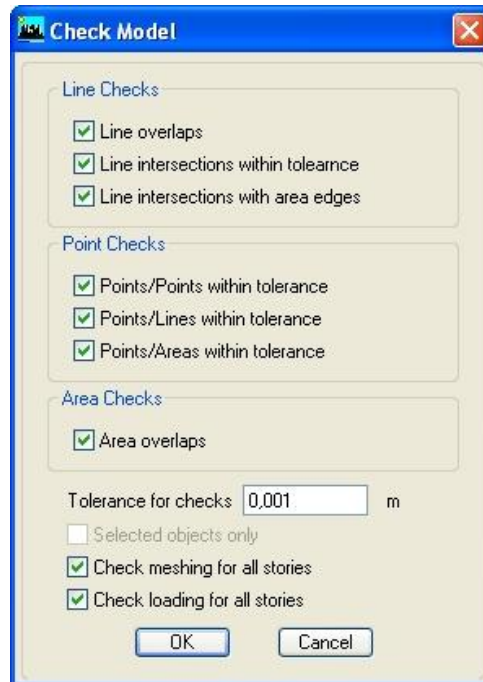


Figura 154. Ventana para verificar errores en el modelo.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.7.17. Análisis de la estructura.

Como paso siguiente nos queda correr el modelo, hacemos clic en el ícono en forma del símbolo PLAY o mediante el menú ANALYZE - RUN ANALYSIS o también por medio de la tecla “F5” (**Figura 155**). Se mostrará un cuadro de diálogo donde se muestra el análisis. Cuando el programa finaliza el proceso de análisis, mostrará en la ventana el modelo deformado (**Figura 156**).

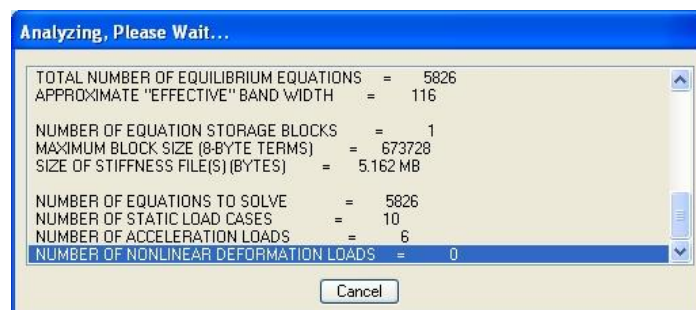


Figura 155. Ventana del proceso de análisis de la estructura.

Fuente: ETABS 9.6

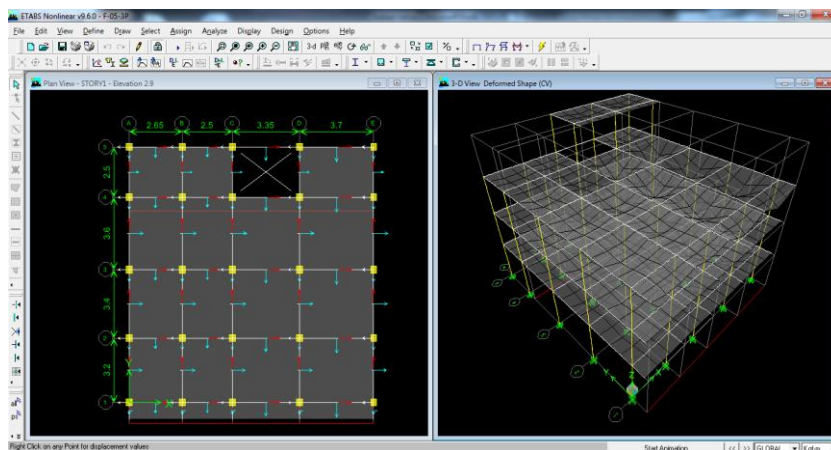


Figura 156. Estructura deformada después del análisis.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.8. Rótula plástica.

Se denomina rótula plástica al punto en el cual la sección ya no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza a rotar. Puesto que ya no soporta momentos mayores estos deberán ser redistribuidos a las secciones colindantes. Es por esto que se desea que las estructuras tengan mayor hiperelasticidad o sea mayor número de elementos, ya que si se presentan rótulas plásticas habrá otro elemento que puede soportar los excesos de carga. Se destaca que la secuencia deseada de la presentación de rótulas plásticas es de arriba hacia abajo y de las vigas a las columnas, pero en la práctica no se da.

6.6.8.1. Asignación de rótulas plásticas a las columnas por medio de ETABS.

Como las columnas están sometidas a carga axiales y momentos flectores, o sea flexo compresión, se debe asignar las rótulas plásticas debido también a este mismo criterio por lo que ésta asignación se describe a continuación.

Seleccione todas las columnas, luego escoja la opción Assign, frame/Line, Frame Nonlinear Hinges (**Figura 157**).

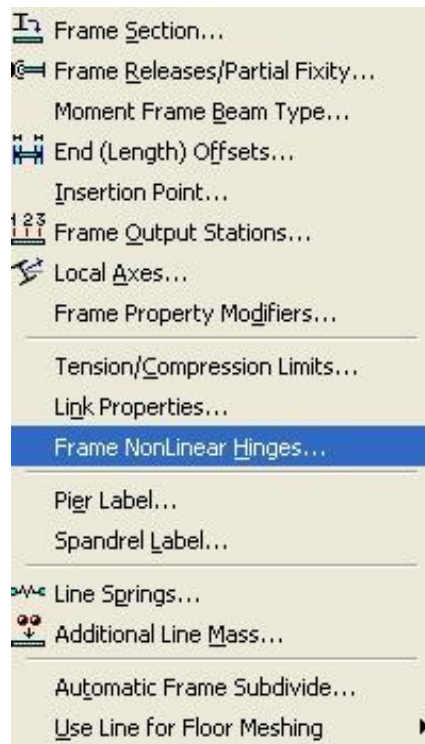


Figura 157. Menú Assign- Frame/Line- Frame Nolinear Hinges.

Fuente: ETABS 9.6

Luego de haber hecho este proceso se debe de asignar las rótulas tanto en pie y cabeza de columna, de la siguiente manera **(Figura 158)**.

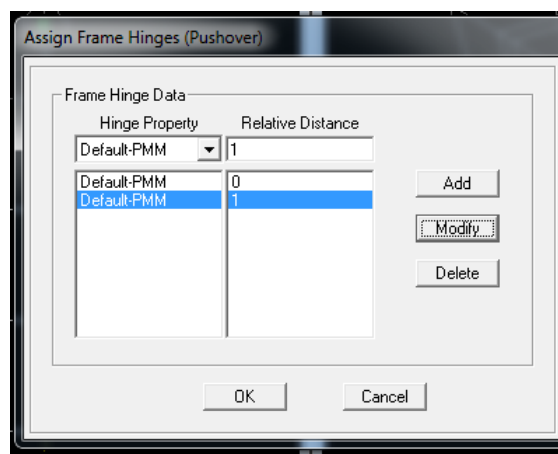


Figura 158.Asignación de rótulas plásticas en los elementos columna.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.8.2. Asignación de rótulas plásticas a las vigas por medio de ETABS.

Las vigas son elementos que en su gran mayoría están sometidas a flexión, por lo que este mismo criterio es el que sirve para el modelaje de las rótulas plásticas, la asignación de la rótula plástica a las vigas se describe a continuación. Seleccione todas las vigas principales, luego escoja la opción Frame Nonlinear Hinges.

Luego de esto asigne las rótulas debido al momento en el extremo izquierdo y en el extremo derecho de la luz libre de todas las vigas de la siguiente manera (Figura 159).

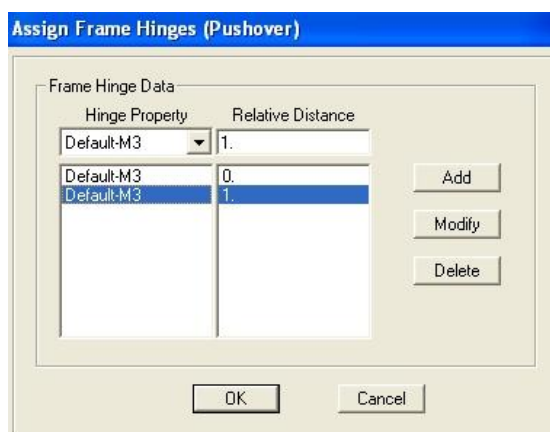


Figura 159. Asignación de rótulas plásticas en los elementos viga.

Fuente: ETABS 9.6

Se destaca que a los volados no se les asigna rótula plástica, caso contrario estos se caerían sin haber tenido una redistribución de momentos.

6.6.9. Pushover plano.

Para poder encontrar la curva de capacidad resistente espacial, es necesario analizar cada uno de los marcos de forma individual y encontrar la respectiva curva de capacidad sísmica resistente, pero para el caso plano; para ello se procede como se muestra en la (Figura 160):

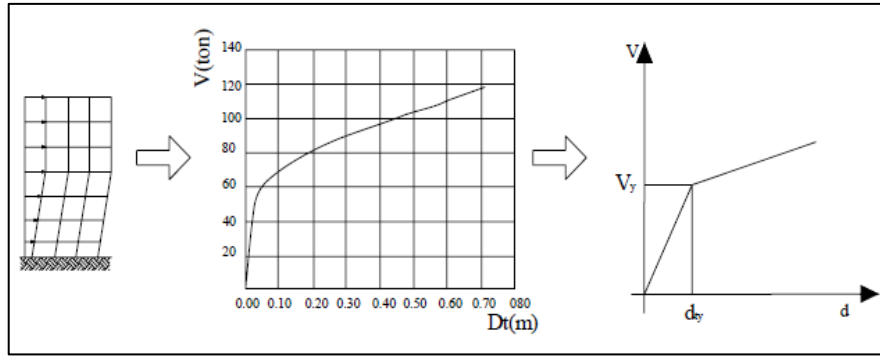


Figura 160. Esquema de cálculo de un Pushover plano y el modelo bilineal equivalente.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Una vez que se tiene la curva de capacidad, se encuentra un modelo bilineal equivalente. Uno de los métodos utilizados para definir el modelo bilineal es el de áreas iguales, en el que además se determina el punto que define el límite elástico del marco que tiene un desplazamiento de fluencia d_{ty} y un cortante de fluencia y V_y .

Las pendientes del modelo bilineal representan la rigidez elástica K_e y de post fluencia K_p , respectivamente. Para fines de explicación se denomina k como la rigidez de un marco plano, y se tendrá que $k = K_e$, si el desplazamiento lateral máximo del marco es menor que d_{ty} , en caso contrario $k = K_p$.

$$k = K_e \quad \text{Si } d_t \leq d_{ty}$$

$$k = K_p \quad \text{Si } d_t > d_{ty}$$

Se destaca que la técnica del Pushover por medio del programa ETABS, solo se puede aplicar a elementos vigas y columnas (elementos frame), por lo que muros de corte (elementos Shell), no se puede modelar la técnica del Pushover.

6.6.9.1. Fuerza laterales para Pushover.

Las cargas que se aplican en cada uno de los pisos de la estructura son de forma arbitraria, se puede trabajar con cargas uniformes, con cargas triangulares, con

cargas que estén de acuerdo al primer modo de vibración de la estructura, o a los modos superiores; lo importante es que las cargas que se aplican sean pequeñas y se vayan incrementando poco a poco.

Se destaca que el INEN CPE 5: 2001 indica que para ver la confiabilidad de una edificación ya construida se debe de chequear sus resultados con respecto a tres estados de cargas sísmicas, por lo que se presenta esta temática a continuación.

6.6.9.1.1. Fuerzas laterales proporcionales a las cargas sísmicas estáticas SX y SY.

Esta clase de análisis se lo hace cuando una estructura es muy regular, estas fuerzas el Código INEN CPE 5: 2001 las asigna a los nudos de piso de una forma triangular. La **(Figura 161, 162)** muestra un esquema de lo que se describió anteriormente.

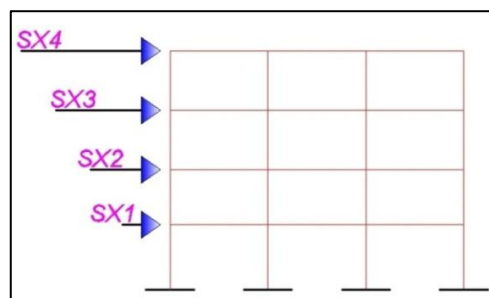


Figura 161. Fuerzas laterales triangulares SX.

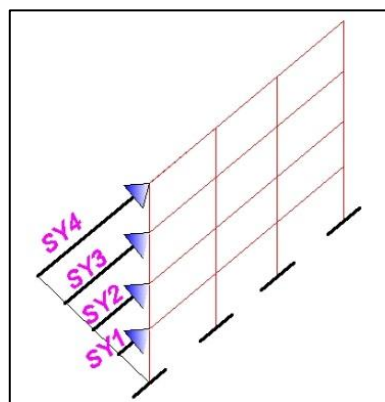


Figura 162. Fuerzas laterales triangulares. SY.

6.6.9.1.2. Cargas respecto al primer modo fundamental.

Esta respuesta se da siempre, cuando se tiene una estructura regular en planta y elevación, por lo que esta estructura va a trabajar respecto al primer modo de vibración.

Lo primordial es que las edificaciones respondan al primer y segundo modo de vibración de una forma traslacional, y también que se comporte de una forma lineal, o sea que no existan diferencias de masas, ni rigideces bruscas entre los niveles que la componen.

$$F_i = \frac{m_i * \phi_{li}}{\sum_j^N m_j * \phi_j} * V$$

De donde:

m_i = es la masa del piso w_i .

ϕ_{li} = es la forma del primer modo en el piso i

V = es el cortante basal.

N = número de pisos

F_i = fuerza lateral en el piso i .

Como el edificio que se está analizando es regular se aplicará este criterio o sea fuerzas laterales para Pushover proporcional al primer modo de vibración.

6.6.9.1.3. Cargas con respecto al primer modo en ETABS.

Se describe por medio de una forma gráfica la forma de asignar las cargas laterales que sirven para Pushover con referencia al primer modo fundamental.

Vaya a la opción “Define”, “Static Nonlinear/Pushover Cases” (**Figura 163**).

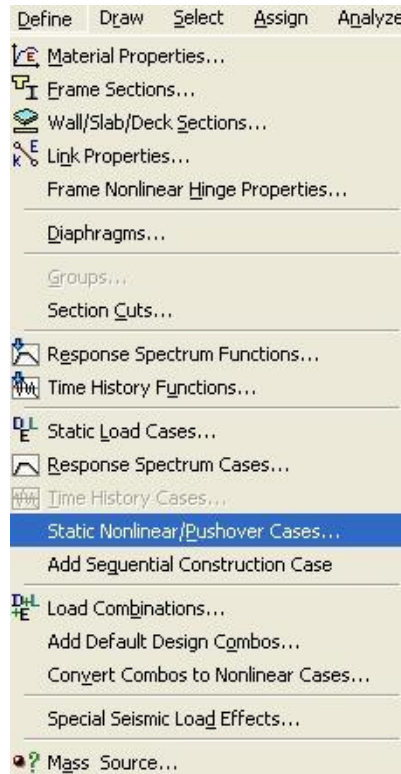


Figura 163. Menú Define- “Static Nonlinear/ Pushover Cases”.

Fuente: ETABS 9.6

Luego le aparece la siguiente ventana. Haga clip en la “Add new Case” (**Figura 164**).

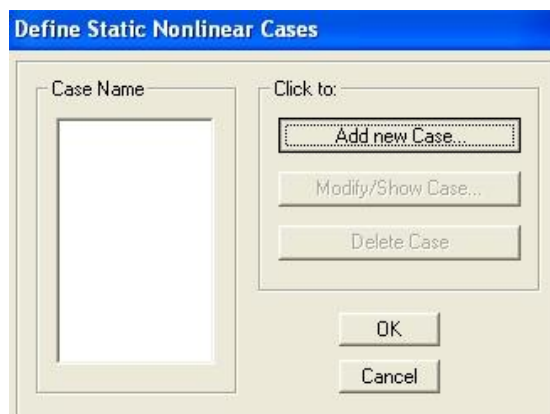


Figura 164. Ventana “Define Static Nonlinear Cases”.

Fuente: ETABS 9.6

Luego de esto asigne la carga respecto al primer modo (**Figura 165**).

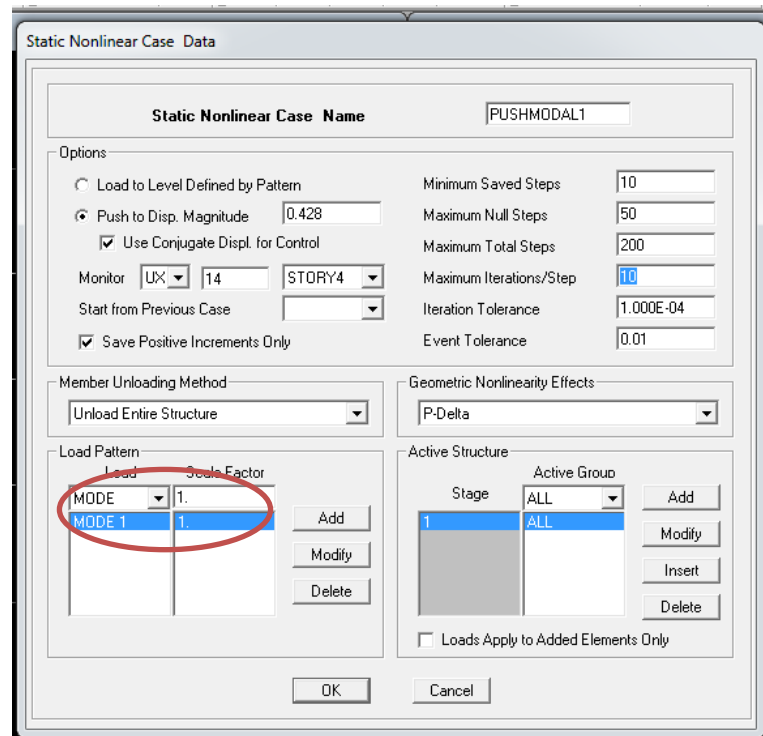


Figura 165. Asignación de carga respecto al primer modo de vibración.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.9.1.4. Cargas laterales, respecto a los modos superiores.

Cuando se tiene una estructura en la cual se conoce que la influencia de los modos superiores es importante en la respuesta sísmica, ahí se deben aplicar las fuerzas laterales considerando a los modos superiores.

Estos modos superiores usan el factor de participación modal y la fuerza a aplicar se determina por la siguiente ecuación.

El modo fundamental equivalente ϕ_i se determina empleando el criterio del máximo valor probable en la combinación de los modos de vibración empleando la siguiente ecuación.

$$\phi_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N \phi_{ij}^2 * \gamma_j^2}$$

$$F_i = \frac{m_i * \phi_i}{\sum_j^N m_j * \phi_j} * V$$

De donde ϕ_i = Modo fundamental equivalente.

F_i = Fuerzas laterales en el piso i .

6.6.9.1.5. Cargas laterales debido a la aceleración.

Se sabe que $F=m \cdot a$ entonces la fuerza es proporcional a la masa de piso, por lo que si las masas de piso son parecidas una de la otra entonces la carga lateral de la fuerza sísmica es de una forma rectangular, ya que $m_1=m_2$, y por ende $F_1=F_2$.

6.6.9.2. Efecto P-Δ.

Se recalca que se debe tomar en consideración el efecto P-Δ, en efecto la resistencia de las estructuras son mucho menores que cuando no se toma en consideración (**Figura 166**). Lo anterior es cierto sobre todo cuando los desplazamientos de las edificaciones son considerables. Al igual que todos los análisis este también se lo hace usualmente de una forma incremental. En sí este efecto no es más que la incorporación de una fuerza adicional a nivel de cada piso debido a la deformación que sufre la estructura por su peso propio.

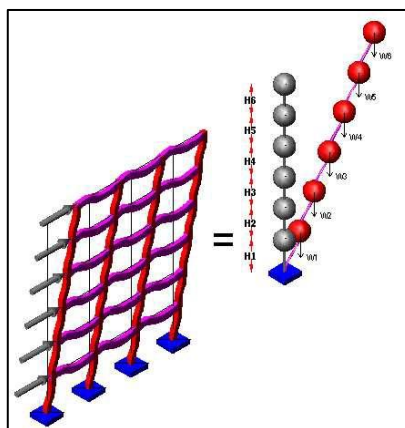


Figura 166. Nomenclatura utilizada y esquema de cálculo para efecto P-Δ considerando su peso propio.

6.6.9.2.1. Definición del efecto P-Δ EN ETABS.

La definición del efecto P-Δ en el programa ETABS se lo hace de la siguiente forma

Define Static Nonlinear/Pushover Cases, Add new case, luego de haber hecho este proceso asigne este efecto secundario tal y como lo indica en **(Figura 167)**.

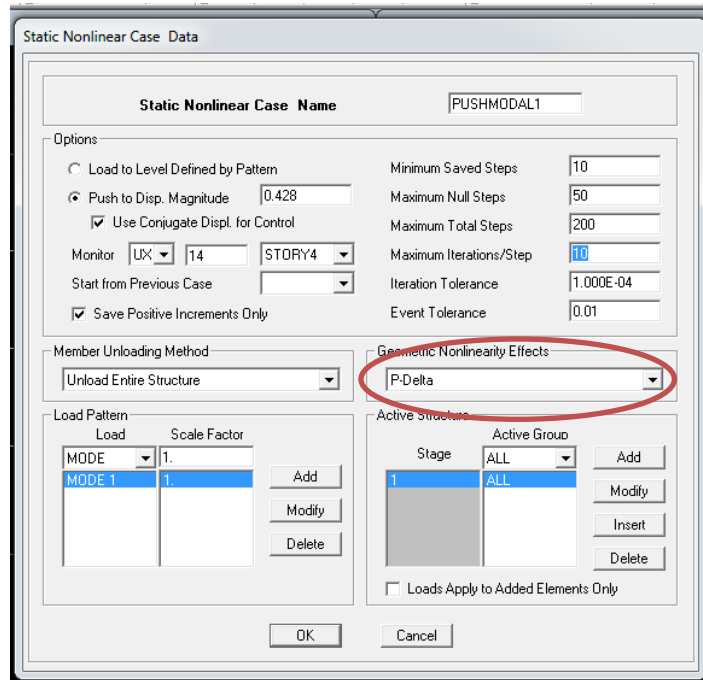


Figura 167. Definición del efecto P- Δ en ETABS.

Fuente: ETABS 9.6

6.6.9.3. Curva de capacidad.

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento.

Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición generalmente es válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un periodo

fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración.

Se debe determinar la relación momento curvatura en vigas y columnas, para este caso se utiliza el modelo del acero y del hormigón que se describió en apartados anteriores, para lo cual se tiene en primer lugar que; las rigideces en el nudo inicial, es igual en el centro, y nudo final, por lo que vale:

$$EI_a = EI_b = EI_o = \frac{M_A}{\phi_A}$$

Luego se determina la matriz de rigidez de toda la estructura, pero es válida siempre y cuando el momento actuante en la parte superior de las columnas no supere el momento M_A indicado en la anterior ecuación, luego se aplican las cargas laterales proporcionales a las fuerzas estáticas, o a los modos o a las masas.

Si el momento actuante es superior al momento de agrietamiento, entonces se debe determinar la carga exacta que se debe de aplicar por medio de una simple regla de tres, para poder llegar por medio de la nueva fuerza al momento de agrietamiento, por lo que se obtendrán otras cargas laterales, por lo que hay que repetir el cálculo con las nuevas rigideces y así sucesivamente. De igual forma se debe seguir con incrementos sucesivos hasta llegar al punto Y de la curva momento curvatura, toda vez que cuando pasen este punto se debe trabajar con las rigideces que de seguro son agrietadas.

Luego de todo ese proceso de interacciones elemento por elemento, se presentan los desplazamientos a nivel de piso, para luego acumularlos desde el primer piso hasta el último. Se destaca que este proceso se lo hace para cada uno de los pórticos. A todo este proceso se le conoce como la técnica del “Pushover”.

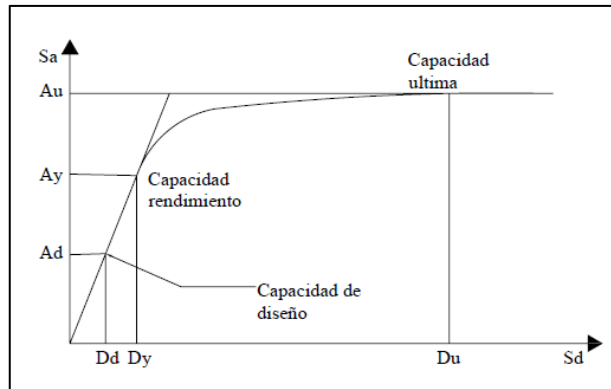


Figura 168. Forma general de la curva de capacidad sísmica aplicando la técnica del “Pushover”.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita conocer la geometría de la estructura, el detallado del acero de refuerzo para cada elemento, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constitutivas del concreto y el acero.

6.6.9.4. Desplazamiento esperado.

El desplazamiento que se espera experimente una estructura cuando se le somete a demandas sísmicas el cual se obtiene utilizando un espectro de respuesta elástico que se adapte a las características del suelo donde se encuentra construida o se piensa construir la edificación, junto con la representación bilineal de la curva de capacidad.

La determinación del desplazamiento esperado para una estructura estará relacionada con el nivel de desempeño para el cual se diseñe. Estos niveles de desempeño se utilizan para brindar una mayor protección, tanto a los usuarios como a la estructura en sí.

El desplazamiento esperado se obtiene haciendo uso del modelo equivalente de un grado de libertad, para el cual se calcula su curva de capacidad resistente que posteriormente se representa de forma bilineal, y conociendo la demanda sísmica representada por medio de espectros de respuesta elásticos, se puede conocer el

desplazamiento esperado para un sistema de un grado de libertad, y de la misma forma conocer el desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad por medio del factor de participación de masas.

6.6.9.5. Punto de fluencia del edificio.

La anterior curva de capacidad, no tiene bien definido el punto en el cual la edificación entra en el rango plástico, es por esto que se presenta el modelo bilineal, esto se hace para simplificar el problema.

Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal o punto de fluencia de las edificaciones, por lo que a continuación se presenta de una forma muy rápida.. Se describirá el criterio que usa el programa CEINCI 3, elaborado por el Dr. Roberto Aguiar.

6.6.9.5.1. Punto de fluencia por medio de las áreas iguales.

La forma de determinar el punto de fluencia de la edificación se la determina por medio de la igualación de áreas, entre el área bajo la curva de capacidad, y con el área sobre esta curva (**Figura 169**).

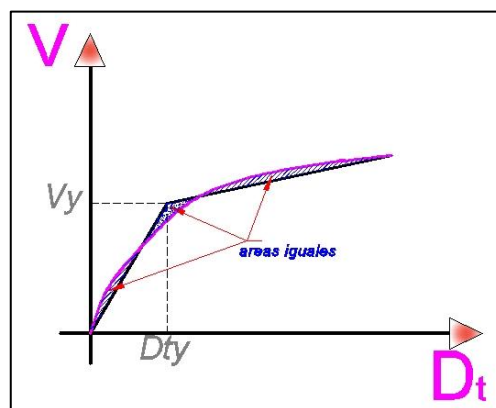


Figura 169. Áreas iguales para determinar el punto de fluencia de la edificación.

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

La primera recta corresponde al rango elástico, y la siguiente corresponde al rango inelástico. ETABS no permite obtener este punto de fluencia por lo que se lo hace de una forma totalmente visual, se destaca que el programa CEINCI 3, sí hace el anterior proceso. (Aguilar Falconí, 2003).

6.6.10. Pushover espacial.

La tendencia futura del análisis sísmico de edificios, a nivel mundial, será la realización de un análisis dinámico no lineal. Actualmente nos encontramos en una época de transición entre el análisis lineal, con algunas variantes para predecir el comportamiento no lineal, y el análisis no lineal dinámico (Aguilar Falconí, 2002).

La respuesta sísmica de edificios con un alto grado de irregularidad, usualmente se obtiene por medio de análisis dinámicos no lineales, pero éstos procedimientos se vuelven muy largos y necesitan mucho tiempo para obtener resultados que puedan representar de la mejor manera la respuesta del sistema para cualquier excitación. La Metodología del Pushover ha sido una herramienta ampliamente usada para predecir la respuesta sísmica de estructuras planas, que se ha extendido para la evaluación de desempeño sísmico de estructuras.

Para el caso de modelos planos, las fuerzas laterales son aplicadas en los nudos principales de cada nivel. Para el caso de modelos espaciales, ésta fuerza lateral será aplicada en el centro de masas CM si el programa utilizado permite definir la losa como un diafragma rígido; de lo contrario las fuerzas se aplicarán en los nudos de cada nivel.

En la **(Figura 170)** se indica, a la izquierda una estructura espacial, en la cual se ilustra cómo las fuerzas estáticas monotónicamente crecientes se aplican en el centro de masas CM, y a la derecha la respectiva curva de capacidad. Para analizar una estructura espacial se realizan Pushover en todos los marcos y luego

se obtiene una representación bilineal equivalente de las curvas de capacidad resistente de todos los marcos.

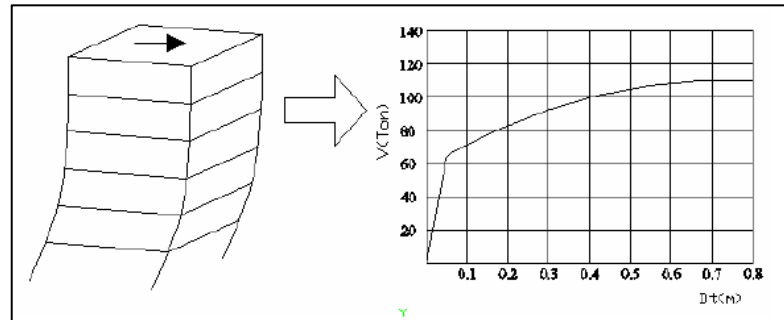


Figura 170. Esquema de cálculo de la curva de capacidad resistente basada en un Pushover espacial.

Para obtener la curva de capacidad de la estructura en 3d, se usan los resultados de cada pórtico y se añade una transformación de coordenadas para considerar los grados de libertad 3d.

Esta forma de verificar el desempeño de las estructuras, por medio del Pushover espacial, lo utilizan diferentes programas de computación de prestigio internacional, entre los cuales puedo mencionar el CEINCI 3, ETABS, Sap 2000. etc.

Para la obtención de la curva de capacidad del edificio analizado se utiliza el programa ETABS 9.6 sabiendo que todos los programas mencionados anteriormente son de mucha confiabilidad.

Se destaca que la forma de aplicar las cargas laterales son las mismas que se describió anteriormente, pero esta vez aplicada en el centro de masas de cada piso.

6.6.10.1. Modelo de cálculo.

El modelo numérico de cálculo del Pushover espacial considera que cada uno de los marcos es elemento de una estructura que tiene una losa rígida con tres grados

de libertad, dos desplazamientos horizontales, en la dirección de los ejes x e y , y una rotación alrededor de un eje perpendicular a la losa (Aguar Falconí, 2002).

Sea q el vector que contiene a los desplazamientos y giros en coordenadas de piso y Q el vector de cargas aplicadas, conformado por la fuerza horizontal en sentido x , F_x ; la fuerza horizontal en sentido y , F_y ; y el momento torsor. Cuando se desee obtener la curva de capacidad resistente con relación al eje x , únicamente tendrá valor F_x y los restantes valores de Q son cero. Para el caso en que se desee encontrar la curva de capacidad resistente con relación al eje y , la cantidad diferente de cero será F_y . La matriz KE relaciona el vector de cargas Q , con el vector de coordenadas q , de la siguiente manera.

$$Q = KEq$$

Por otra parte la relación que existe entre el vector de coordenadas de piso q y el desplazamiento lateral de un marco t , viene dado por el vector de compatibilidad de deformación A .

$$d_t = Aq$$

En la **(Figura 171)**, se presenta una estructura espacial compuesta por cuatro marcos, se denomina α el ángulo que forma la orientación positiva del marco con relación al eje x . Por otra parte r es la distancia que existe desde el centro de masas hasta el marco, será positivo si la orientación positiva del marco rota con relación al centro de masas en forma anti horaria. La orientación positiva de los marcos es aquella que es paralela a los ejes x e y .

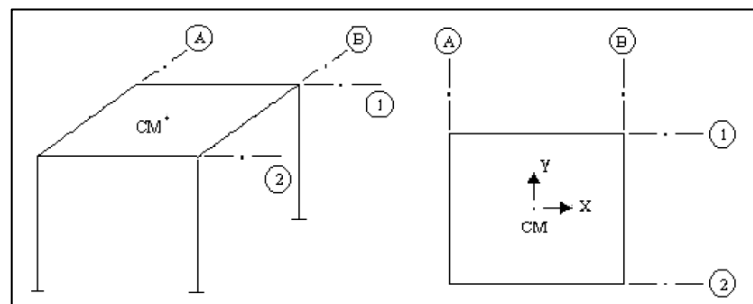


Figura 171. Notación de los ejes de coordenadas de piso y la orientación positiva de los marcos.

La forma del vector de compatibilidad de deformaciones A para el marco i, es la siguiente:

$$A^{(i)} = \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \end{bmatrix} r$$

La matriz de rigidez KE, se obtendrá del triple producto matricial:

$$KE = \sum_{i=1}^n A^{(i)T} K^{(i)} A^{(i)}$$

Donde n es el número de marcos de la estructura. La matriz KE va cambiando de acuerdo al desplazamiento lateral de cada marco, inicialmente todos los marcos trabajan con la misma rigidez elástica, pero mientras van ingresando en el rango no lineal, cambian la rigidez elástica por una rigidez plástica.

El cálculo se realiza de forma incremental, aplicando el patrón de cargas laterales en el centro de masas, hasta llevar al colapso a la estructura. Si se desea encontrar la curva de capacidad para la dirección x, las cargas laterales se aplicarán en la misma dirección x.

El cálculo de la curva capacidad de carga para la dirección y, se realiza aplicando cargas en la dirección y. (Aguilar Falconí, 2002).

6.6.11. Método del espectro de capacidad.

Este método tiene una gran ventaja con respecto a otros y es que en un sólo gráfico se puede visualizar el probable comportamiento de la edificación con respecto a un sismo de determinada intensidad. El método del espectro de capacidad fue desarrollado en 1975 por Freeman et al y mejorado en 1978 por el mismo autor, posteriormente varios investigadores lo han criticado haciendo modificaciones al método, pero lo cierto es que se continúa usando.

Se define el Espectro de Capacidad, como la curva que relaciona la aceleración espectral S_a , que es capaz de soportar un edificio, con el desplazamiento espectral S_d . Esta curva se obtiene a partir de la curva de capacidad resistente que se mencionó en apartados anteriores, este método relaciona esta curva con el espectro de demanda, más adelante se explicará el significado del espectro de demanda.

Este método sirve para verificar la confiabilidad de las edificaciones construidas o por construir. Para aplicarlo los elementos estructurales deben estar totalmente diseñados o sea que estén definidas sus secciones y área de acero. Al aplicar esta técnica se logra apreciar gráficamente los elementos que han sufrido daño y por tanto los que necesitan ser reforzados.

El método del espectro de capacidad, es más apropiado que el método de superposición modal ya que incursiona en el análisis al rango no lineal.

Una vez que se obtiene la curva V-Dt, (Pushover), éstas se deben pasar a coordenadas espectrales (**Figura 172**), usando las propiedades dinámicas de la estructura que representa la estructura como sistema de un grado de libertad (1GDL); en la que se debe considerar el primer modo de vibración. Las ecuaciones básicas para hacer este cambio son:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}^2) / g} * V$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}) / g^2}{\sum_{i=1}^N (W_i / g) \sum_{i=1}^N (W_x \phi_{i1}^2) / g}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}}$$

En donde:

PF1= Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo.

w_i =Peso en el nivel i

ϕ_{i1} = forma del modo 1 en el piso i

N = # de pisos de la edificación.

V = Cortante Basal

W = Peso muerto más porcentaje de carga viva considerado

Δ_{roof} = Desplazamiento en el tope

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

$\Phi_{roof,1}$ = forma del modo 1 en el nivel más alto.

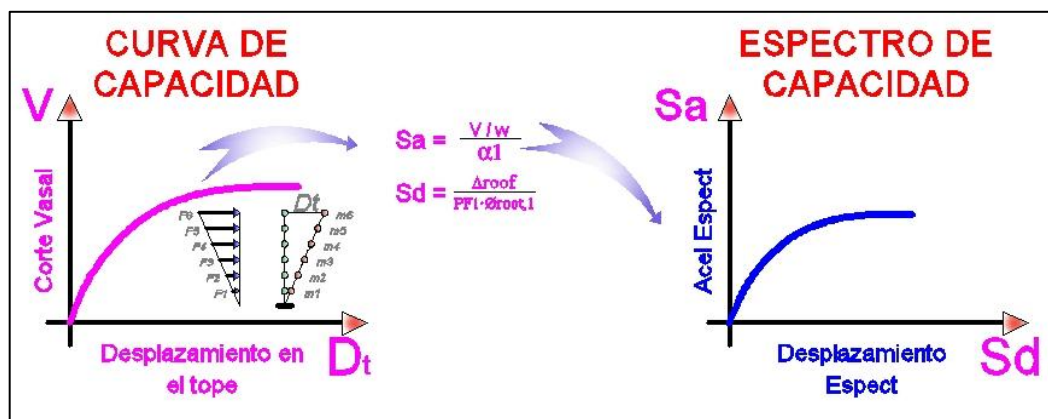


Figura 172. Proceso para obtener el espectro de capacidad de una edificación.

Fuente: Padilla Hidalgo Ángel; “Diseño sismoresistente del edificio Valdivia con su respectivo desempeño y estudio de daño sísmico mediante la técnica de Pushover”.

Dos herramientas son necesarias para el desarrollo del método del Espectro de Capacidad: la curva de capacidad que relaciona el cortante basal V y el desplazamiento máximo en el tope D_t ; y el espectro de demanda que se describe en apartados posteriores, representada por un espectro de respuesta de aceleraciones.

6.6.12. Espectro de demanda para los barrios Liribamba y Cruzada Social de la ciudad de Riobamba.

A los espectros de demanda también se les llama espectros por desempeño. Porque consideran diferentes magnitudes de sismo de acuerdo al daño esperado, esto se debe a los grandes sismos que ocurrieron en los Estados Unidos de Norte América, lo que los obligó a crear el Comité Visión 2000; este Comité presenta una nueva filosofía de diseño sísmico para el siglo XXI; en sus resultados estableció que las estructuras deberán verificar su desempeño sísmico para los cuatro eventos sísmicos denominados: frecuente, ocasional, raro, y muy raro, los mismos que constan en la **(Figura 173)**.

SISMO	VIDA ÚTIL T	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA P*	PERIODO MEDIO DE RETORNO Tr
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

Figura 173. Sismos recomendados.

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

El espectro de demanda se obtiene a partir de los espectros clásicos reducidos para su amortiguamiento del 5%, estos espectros se pueden encontrar en los diferentes códigos, que para este caso es el INEN CPE 5: 2001.

Los espectros de demanda relacionan al desplazamiento espectral S_d , y la aceleración espectral S_a , por lo que se debe de realizar el cambio de formato desde $(S_a-T$ a $S_a-S_d)$, del espectro clásico al espectro de demanda y esto se lo hace de la siguiente forma **(Figura 174)**.

$$S_a = w^2 * S_d$$

De donde w es la frecuencia de vibración, la misma que se describe a continuación.

$$w = \left(\frac{2 * \pi}{T} \right)$$

Incluyendo estos valores en la ecuación (A) y despejando S_d se tiene:

$$S_d = \frac{1}{2 * \pi^2} * S_a * T^2$$

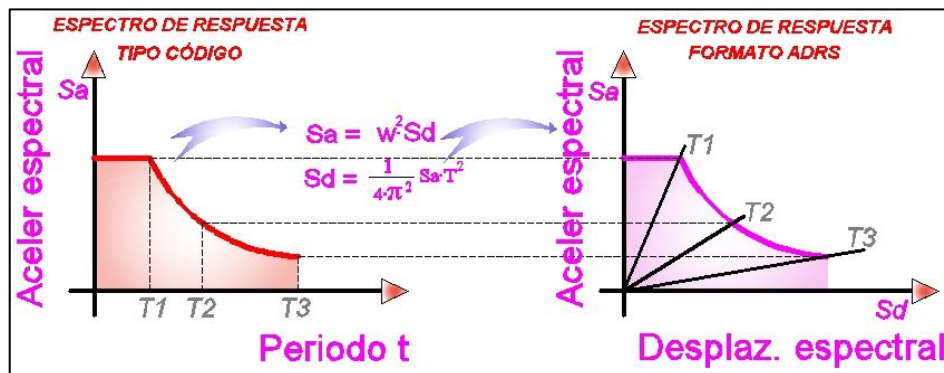


Figura 174. Espectro de respuesta tipo código y en formato ADRS.

Fuente: Padilla Hidalgo Ángel; “Diseño sismoresistente del edificio Valdivia con su respectivo desempeño y estudio de daño sísmico mediante la técnica de Pushover”.

Para nuestro caso la forma numérica de la obtención de los espectros de demanda es de la siguiente manera:

El INEN CPE 5: 2001, nos proporciona el espectro de demanda para un sismo raro, por lo que a partir de él se llega a la obtención del resto de espectros.

6.6.12.1. Espectro de demanda para un sismo frecuente.

Según el libro Análisis Sísmico por Desempeño del Dr. Roberto Aguiar, para obtener las ordenadas espectrales del sismo frecuente se debe tomar en consideración la siguiente fórmula.

$$f_a = \frac{5}{\varepsilon}^{0.04}$$

Esta fórmula es muy sencilla por lo que se pasa del espectro para un $\xi = 5\%$ a un espectro con un factor de amortiguamiento de $\xi = 2\%$.

6.6.12.2. Espectro de demanda para sismo ocasional.

Estas ordenadas se las obtienen mediante la multiplicación del sismo frecuente por 1.4.

6.6.12.3. Espectro de demanda para el sismo de código (INEN CPE 5: 2001).

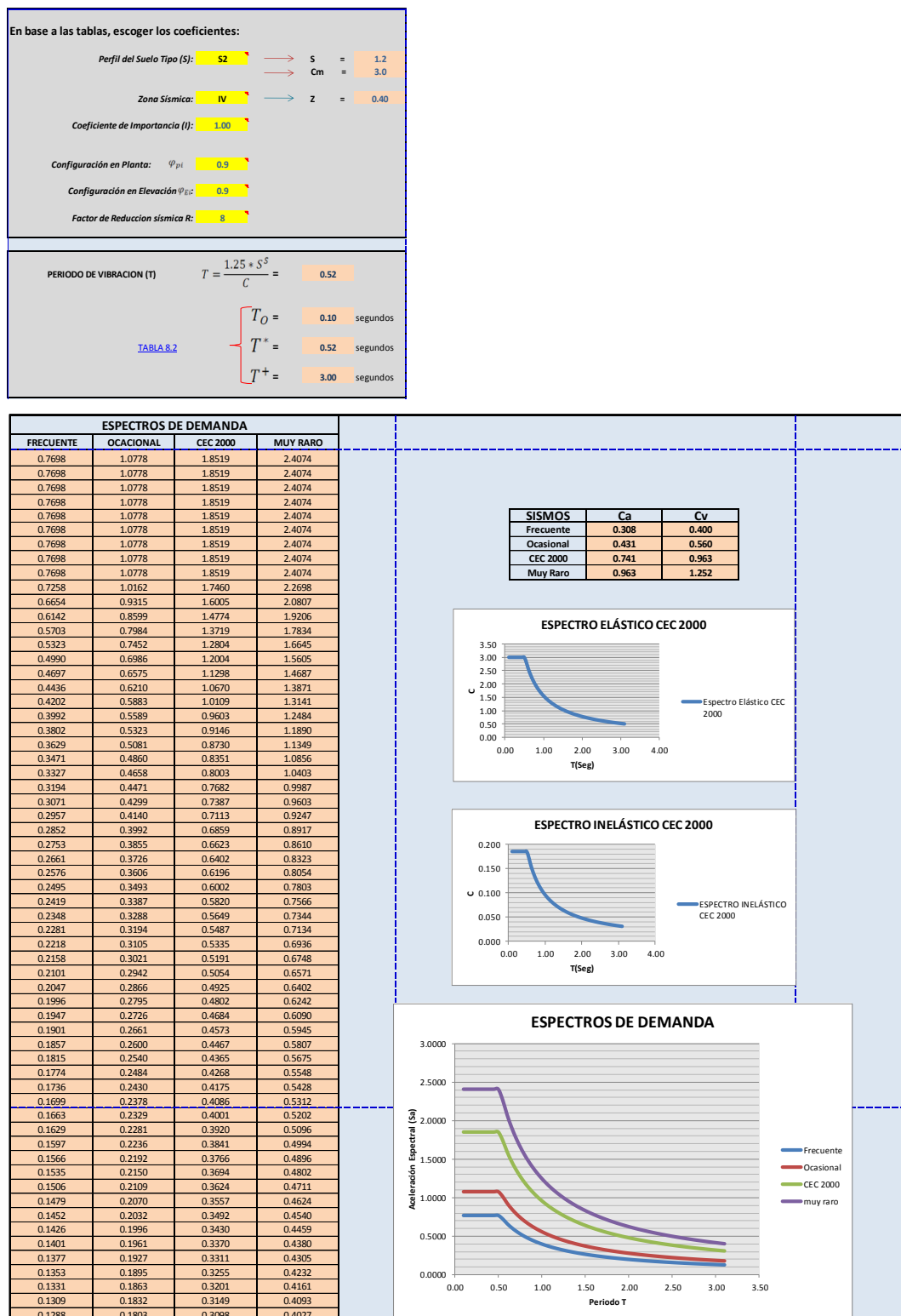
Estas ordenadas las describe el INEN CPE 5: 2001, mediante el espectro que da el código

6.6.12.4. Espectro de demanda para un sismo muy raro.

Para la obtención de estas ordenadas espectrales se debe de multiplicar al sismo raro por 1.3.

A continuación se destaca todos los espectros antes mencionados (**Tabla 100**).

Tabla 100. Espectros de demanda de los barrios Liribamba y Cruzada Social de la ciudad de Riobamba.



Fuente: Programa Cálculo de Espectros de demanda, Inca Carlos

La forma de representar el espectro de respuesta en ETABS es por medio del espectro que propone el ATC - 40, que es similar al UBC 97. Por lo que los coeficientes que se deben describir son C_a y C_v , en la **(Figura 175)** se define su deducción.

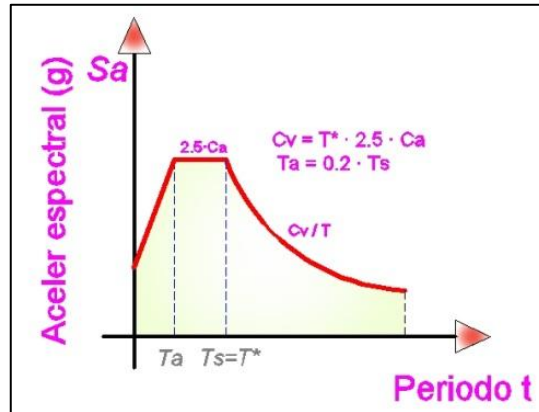


Figura 175. Forma espectral del ATC – 40.

Como se logra apreciar, los norteamericanos utilizan otro formato para la elaboración del espectro de demanda, de la gráfica anterior se puede describir que:

$$2.5C_a = C_m$$

Entonces:

$$C_a = \frac{C_m}{2.5}$$

El valor de C_m lo describe el INEN CPE 5: 2001 para cada tipo de suelo.

$$C_v = T^* * 2.5 * C_a$$

Por lo que:

$$C_v = T^* * 2.5 * \frac{C_m}{2.5}$$

Con las dos anteriores ecuaciones se procede a determinar las ordenadas del espectro de demanda, se destaca que el cálculo de las ordenadas que se presentó anteriormente en espectros de demanda se mostró los valores de C_a , y C_v .

Estos espectros de demanda son de tipo elástico, por lo que se debe convertir a inelástico, es por tal motivo que se presentan los siguientes párrafos.

6.6.13. Espectro de demanda inelástico.

El valor que reduce el espectro de demanda elástico es el amortiguamiento que es de tipo viscoso equivalente.

Los códigos acostumbran a determinar los espectros elásticos con un factor de amortiguamiento $\zeta = 0.05$ para hormigón para acero es menor 0.015 o 0.020; este valor es cierto cuando se trabaja en el rango lineal. Pero como se requiere que el espectro de demanda incursione en el rango plástico, se le deben agregar algunos factores.

6.6.13.1. Espectro de demanda inelástico por medio del factor de reducción.

Existe una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción de las fuerzas sísmicas, los mismo que dependen de la base de datos sobre acelerogramas, de la distancia epicentral del sismo, el periodo del sistema, de la ductilidad, de las condiciones del suelo etc.

Todos estos factores influyen en la determinación de las fuerzas sísmicas y hay que escoger el que mejor convenga según las condiciones que amerita.

En la presente tesis se utilizó el espectro de demanda reducido por medio del amortiguamiento viscoso equivalente sabiendo que este método es fuertemente criticado porque no tiene un fundamento físico.

6.6.13.2. Espectro de demanda inelástico, obtenido por el amortiguamiento viscoso equivalente para el rango no lineal.

Esta es la forma de reducir el espectro elástico al espectro inelástico que utiliza el programa ETABS 9.6, por medio del ATC 40, por tanto se describirá su fundamento teórico.

El espectro inelástico de demanda está definido por el nivel de amortiguamiento estructural. ATC-40 denomina este amortiguamiento como β_{eq} , que a su vez depende de un amortiguamiento histerético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente β_o , y de un amortiguamiento histerético inherente a la estructura (asumido como constante) normalmente el 5% del amortiguamiento crítico.

Por lo que:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05$$

El término β_o es calculado por la siguiente ecuación.

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S}$$

En donde:

β_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente determinado por el método de la rigidez secante.

β_o = Amortiguamiento histerético de la estructura.

β = 0.05 Amortiguamiento para estructuras de hormigón armado en el rango lineal.

E_d = Energía disipada por amortiguamiento para un ciclo de histéresis.

E_s = Energía absorbida.

Pero las anteriores expresiones consideran un ciclo de histéresis, la misma que se presenta mediante la **(Figura 176)**.

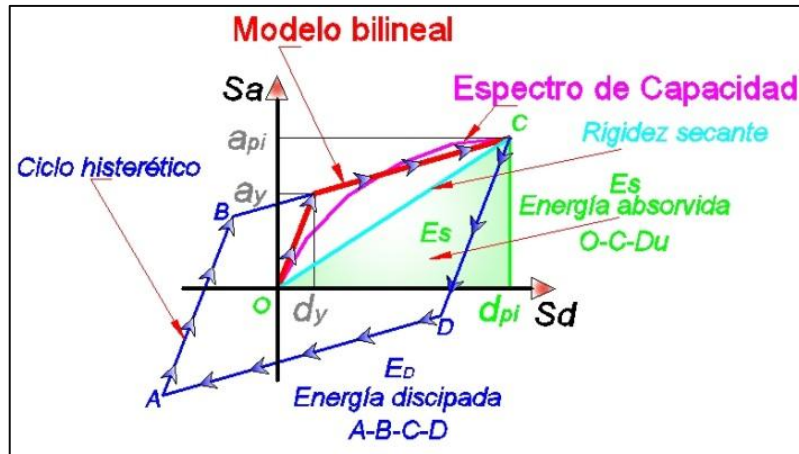


Figura 176. Energía de amortiguamiento para obtener el amortiguamiento histerético β_{eq} .

Fuente: Aguiar Falconí Roberto; “ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO”.

Sin embargo, este valor de amortiguamiento no toma en cuenta las características de ductilidad propias de cada estructura, por lo que ATC-40 introduce un factor κ para tomar en cuenta la disminución del amortiguamiento en estructuras con baja ductilidad. Entonces la ecuación que define el amortiguamiento queda:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7 \kappa a_y d_{pi} - a_{pi} \cdot d_y}{a_{pi} d_y} + 5$$

El factor κ depende de la calidad del sistema resistente y de la duración de la excitación sísmica. Para simplificar, la Metodología ATC-40 considera tres tipologías estructurales, tipo A representa ciclos histeréticos estables y le corresponde un $\kappa = 1$, tipo B representa una moderada reducción del área energética, tiene un κ básico $2/3$, y el tipo C representa pobre estabilidad de los ciclos histeréticos con una notable reducción del área energética y tiene un $\kappa = 1/3$.

6.6.14. Obtención del punto de demanda.

El ATC 40, presenta tres procedimientos que son el A B y C; para determinar en forma interactiva el amortiguamiento viscoso efectivo y el punto de demanda.

Pero como ETABS usa el procedimiento B, se enfocará este apartado a describir el proceso para la obtención del punto de demanda.

1. Se superpone el espectro de demanda elástico (5% de amortiguamiento) con el espectro de capacidad.
2. Se supone un punto de desempeño de partida (d_{pi}, a_{pi}). Este punto puede definirse a partir de la aproximación de desplazamientos iguales, la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto (**Figura 177**).



Figura 177. Determinación del punto de desempeño de prueba del MEC a partir de la aproximación de desplazamientos iguales.

Fuente: Applied Technology Council “ATC-40”.

3. Representación bilineal del espectro de capacidad.
4. Se calcula el espectro de demanda reducido y se superpone gráficamente con el espectro de capacidad, en su forma bilineal.
5. Determinación del punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (d_p, a_p), tal y como se muestra en la (**Figura 178**).

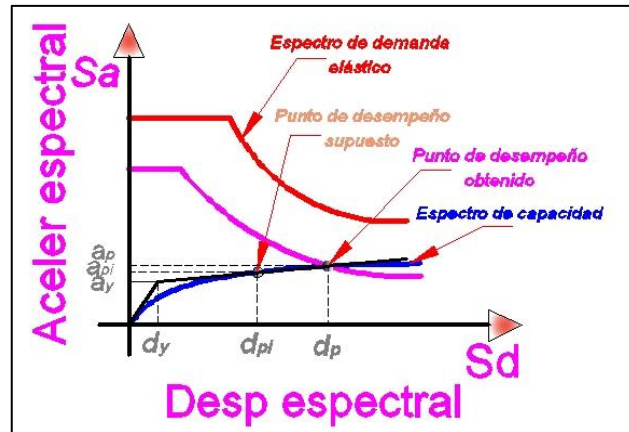


Figura 178. Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto.

Fuente: Applied Technology Council “ATC-40”.

6. Si el desplazamiento d_p correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} supuesto ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), el punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}), se toma como el (d_p, a_p) definitivo. De lo contrario si no se cumple esta tolerancia, es necesario superponer otro punto (d_{pi}, a_{pi}) y regresa al paso 3.

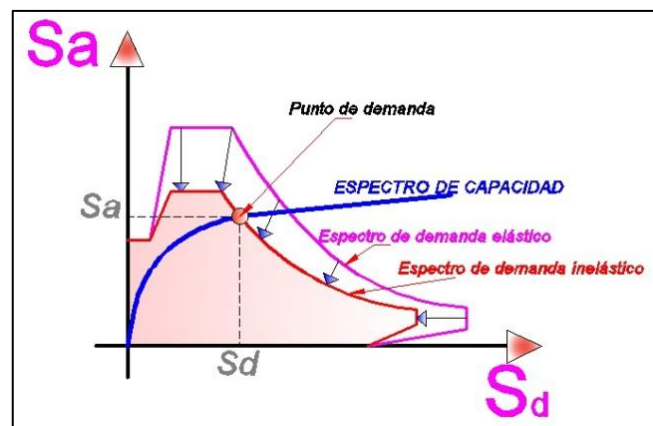


Figura 179. Descripción del método del espectro de capacidad para determinar el punto de demanda.

Fuente: Applied Technology Council “ATC-40”.

Con este proceso se obtiene el punto de desempeño de la estructura, el mismo que se presenta a continuación.

6.6.15. Comportamiento esperado de las edificaciones.

En la siguiente tabla se presenta una descripción muy resumida de las definiciones utilizadas por el Comité Visión 2000, para los diferentes niveles de desempeño, expresado en términos de los efectos que un sismo puede dejar en las edificaciones.

Tabla 101. Definiciones del desempeño estructural según visión 2000.

VISIÓN 2000	DESCRIPCIÓN
Completamente Operacional	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos, todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben de estar en funcionamiento de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.
Ocupacional	No hay daño significativo en la estructura la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función, el edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Daño significativo a los elementos estructurales, con reducción sustancial en la rigidez pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.
Cerca del Colapso	Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, sólo queda un pequeño margen para llegar al colapso.

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

De acuerdo al uso que va a tener una estructura el Comité Visión 2000 ha presentado un nivel mínimo de desempeño, el mismo que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 102. Sismos de análisis y desempeño esperado en las edificaciones.

Sismo de análisis	Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Prevención al colapso
Frecuente	✓			
Ocasional	□	✓		
Código	❖	□	✓	
Muy Raro		❖	□	✓

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAO, 1995).

Dónde:

- ✓ Edificaciones básicas, como residencias y oficinas.
- Edificaciones esenciales como hospitales destacamentos militares, bomberos etc.
- ❖ Edificaciones de seguridad crítica.

Toda esta temática se logra apreciar mediante el punto de demanda de la edificación, ya que en él se logra apreciar el comportamiento de la estructura ante un sismo dado.

6.6.16. Punto de fallo o de colapso de la estructura.

Existen varios criterios para definir el punto de fallo o de colapso de una estructura, para Rofaiel y Mayer el colapso de la estructura se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo es igual al 6% de la altura total del edificio H , para otros investigadores el colapso se presenta cuando el desplazamiento máximo es igual al 10%; en la presente tesis se escoge el 4% de la altura total del edificio, $D_t = 0.04 \cdot H$

También el punto de fallo se presenta cuando un determinado piso en todas las columnas en cabeza y pie ha alcanzado el momento M , otro criterio es cuando

todos los elementos que llegan a un determinado nudo han alcanzado el momento M_u .

6.6.16.1. Asignación del punto de fallo en ETABS mediante el desplazamiento lateral máximo.

Para generar este punto de fallo vaya a la opción “Define” luego escoja “Static Nonlinear/Pushover Cases...” (Figura 180).

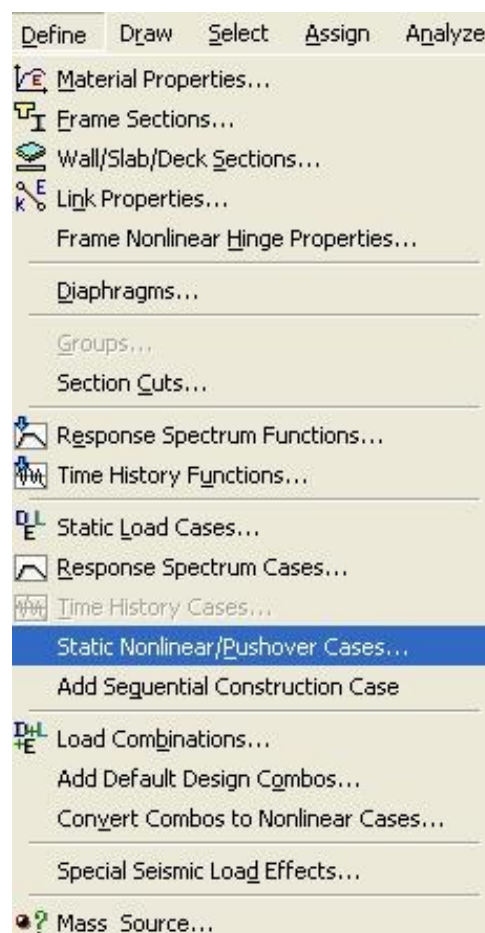


Figura 180. Menú Define, “Static Nonlinear/Pushover Cases...”

Fuente: ETABS 9.6

Luego Adhiera o modifique un nuevo caso según su conveniencia (Figura 181).

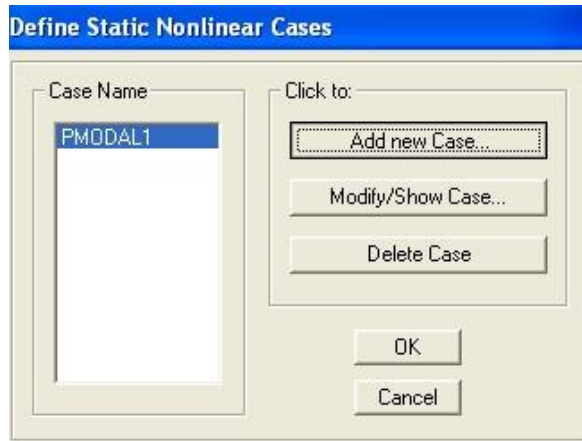


Figura 181. Ingreso del caso de carga de análisis.

Fuente: ETABS 9.6

Una vez que le aparezca la ventana de abajo coloque el 4% de la altura total de la edificación (**Figura 182**).

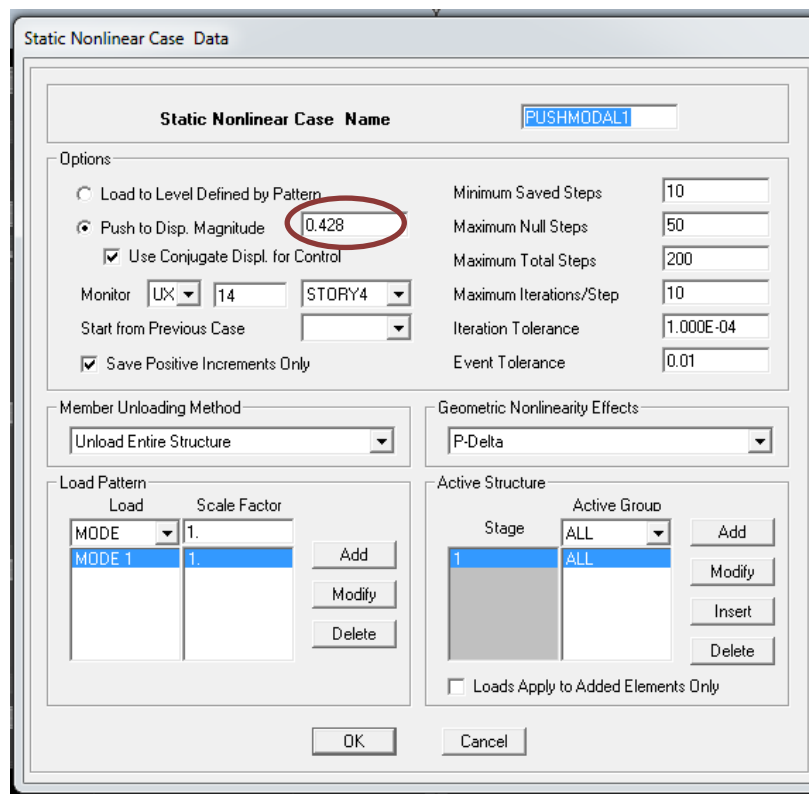


Figura 182. Ingreso del 4% de la altura total de la edificación.

Fuente: ETABS 9.6

6.7. RESULTADOS DEL ANÁLISIS.

6.7.1. Análisis de Pushover.

Cuando un edificio se somete a demandas sísmicas, considerando respuestas de pequeñas amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables.

La técnica del Pushover consiste en utilizar un modelo que incorpore directamente las características inelásticas de los materiales. En este análisis la estructura se somete a patrones de carga laterales con una intensidad seleccionada, las cuales se incrementan monotónicamente. Utilizando el procedimiento es posible identificar la secuencia de agrietamiento, cedencia y falla de cada uno de los componentes, los estados límites de servicio y el historial de deformaciones y cortantes de la estructura, los cuales van cambiando a medida que se incrementa las cargas en la misma dirección hasta que la estructura colapse.

El análisis de Pushover se fundamenta en la suposición que la respuesta que se origina en una estructura de múltiples grados de libertad puede ser simplificada mediante una respuesta equivalente de un grado de libertad con una representación apropiada de las características histeréticas de los materiales.

6.7.2. Obtención del punto de demanda mediante ETABS.

Una vez que ya se han definido los parámetros del método Pushover, se debe ejecutar el programa como un análisis normal, es decir se tiene que realizar primero un análisis elástico. Cuando se ha realizado esto, se debe ejecutar el análisis estático no lineal ingresaremos al menú ANALYZE - RUN STATIC NONLINEAR ANALYSIS (**Figura 183**).

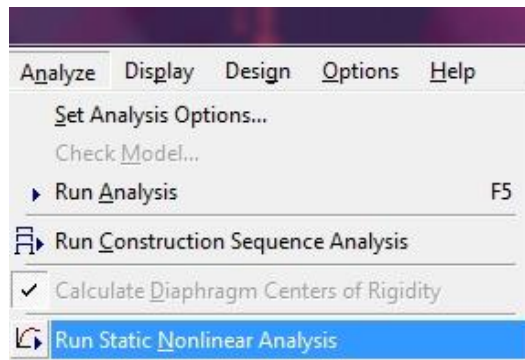


Figura 183. Ejecución del análisis estático no lineal.

Fuente: ETABS 9.6

Luego de haber ejecutado el Análisis No lineal Estático, ETABS nos provee de una herramienta muy útil que es SHOW STATIC PUSHOVER CURVE, la cual nos presenta la curva de capacidad (**Figura 184**).

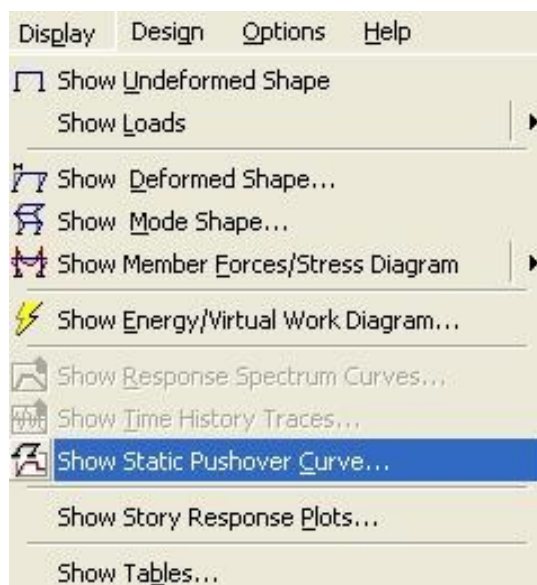


Figura 184. Función Display- Show Static Pushover Curve.

Fuente: ETABS 9.6

Para poder apreciar de una mejor manera los resultados he cambiado las unidades a ton- cm (**Figura 185**).

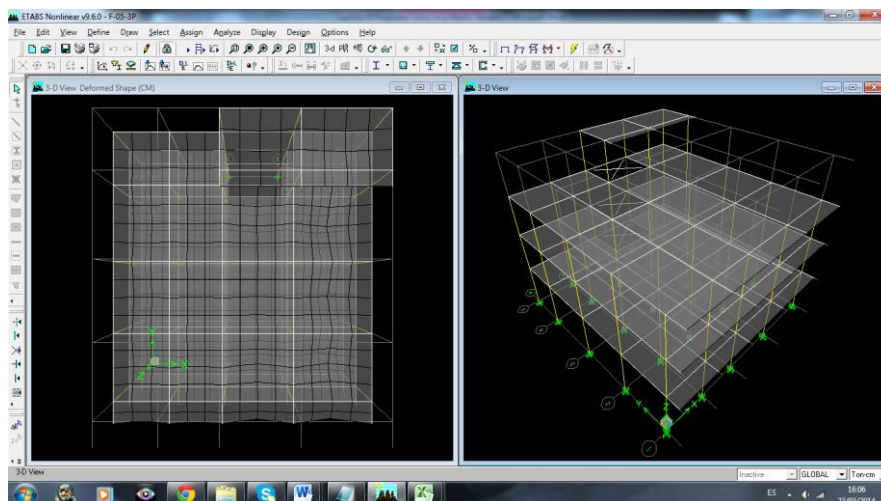


Figura 185. Cambio de unidades a Ton-cm.

Fuente: ETABS 9.6

Luego aparece la siguiente ventana, en el espectro de capacidad adjunte el espectro de demanda, se recalca que ETABS usa la forma del ATC 40 (**Figura 186, 187, 188, 189**).

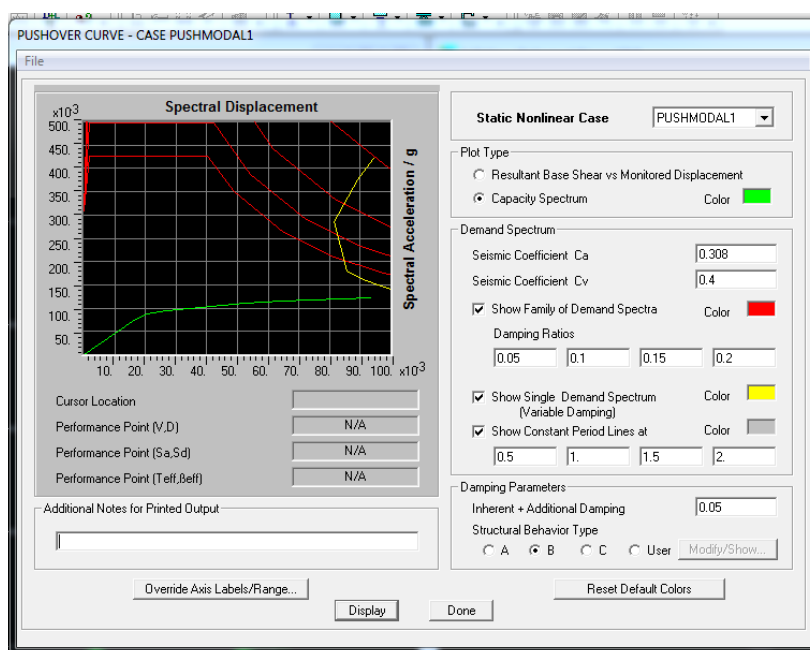


Figura 186. Punto de demanda para sismo frecuente, al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.

Fuente: ETABS 9.6

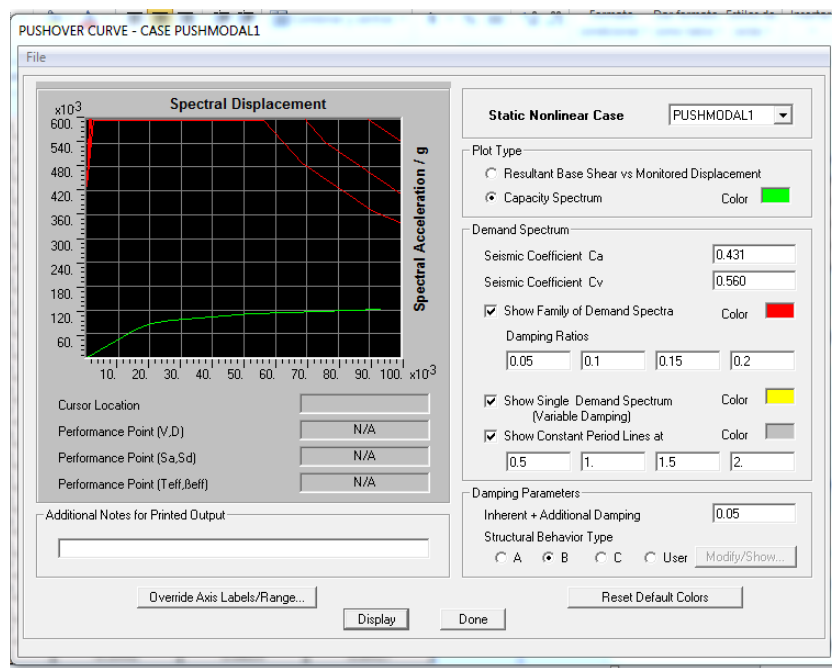


Figura 187. Punto de demanda para sismo ocasional, al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.

Fuente: ETABS 9.6

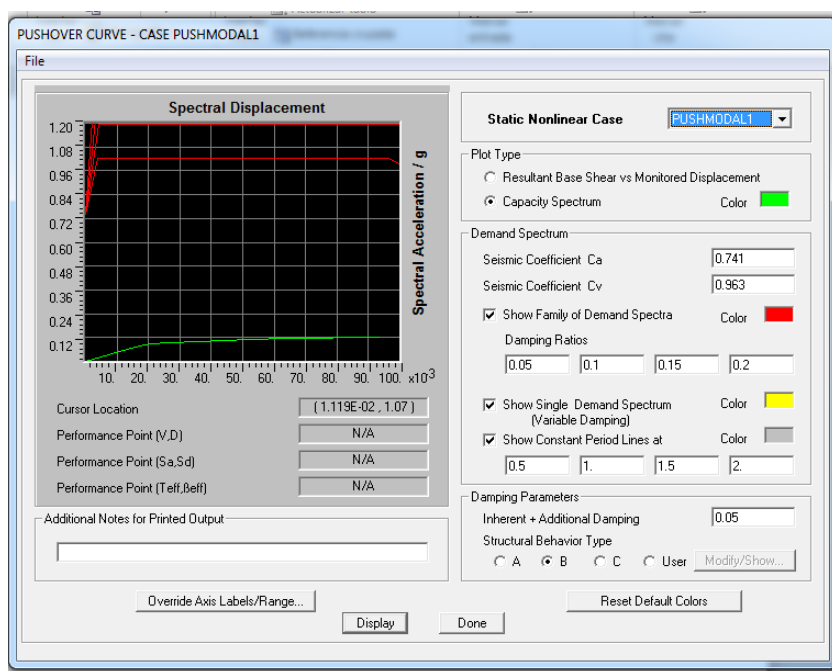


Figura 188. Punto de demanda para sismo de código (INEN CPE 5: 2001), al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.

Fuente: ETABS 9.6

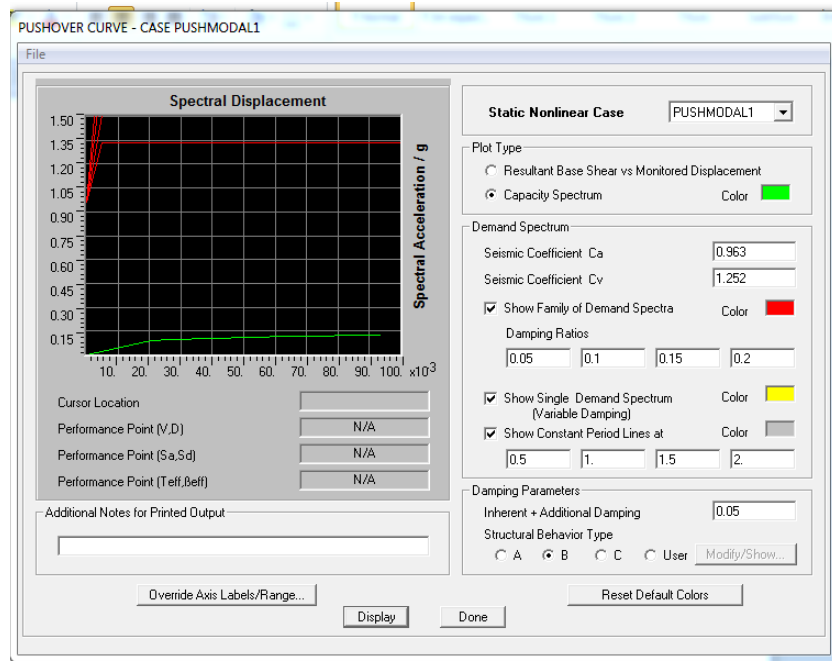


Figura 189. Punto de demanda para sismo muy raro, al aplicar las cargas laterales debido al primer modo de vibración.

Fuente: ETABS 9.6

Tabla 103. Resultados de análisis “Desempeño-Vulnerabilidad de la Vivienda F-05-3P-LIRIBAMBA”

F-05-3P LIRIBAMBA						
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	SISMOS DE DEMANDA				Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	0	0	0	0	Medianamente Vulnerables	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	0	0	0	0		
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0	0	0	0		
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	0	0	0	0		
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	0	0	0	0		
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0	0	0	0		

El método del espectro de demanda consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima del edificio, que servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado. De la (Tabla 103) se logra apreciar que no existe punto de demanda, puesto que la demanda sísmica supera a la capacidad estructural de la vivienda.

6.7.3. Secuencia de degradación de los elementos estructurales.

Para ver la deformación de la estructura por el método Pushover vamos al menú DISPLAY - SHOW DEFORMED SHAPE y en cuadro escogemos la carga de PUSH1 para que nos muestre la deformación de la estructura por el análisis de PUSHOVER (**Figura 190**).

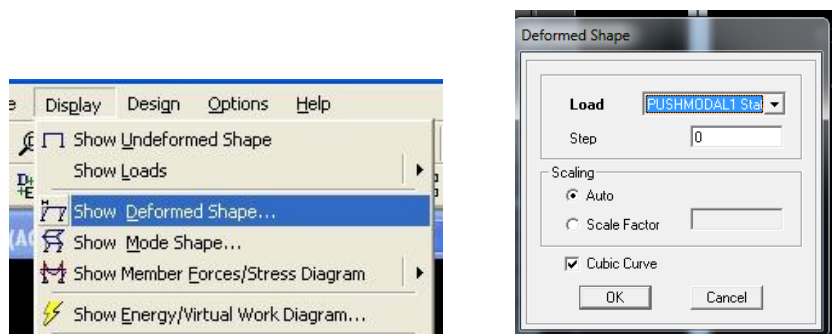


Figura 190. Proceso para observar la deformación de la estructura por el análisis de PUSHOVER.

Fuente: ETABS 9.6

El FEMA-273 y el ATC – 40 han desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis Pushover. El código FEMA 273 define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis Pushover, se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, SV y PC que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, SV y PC significan (Inmediatamente Ocupacional, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente.), los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, SV y PC varían dependiendo del tipo de elemento estructural así como muchos otros parámetros definidos por el FEMA-273.

Las articulaciones coloreadas indican el estado de las mismas, es decir, donde se encuentran a largo de su curva fuerza-desplazamiento. La leyenda para los colores de la articulación se incluye en el fondo de la pantalla de ETABS.

Los puntos B, IO, SV y PC, C, D y E se muestran como niveles de acuerdo al estado de la articulación y van de acuerdo con el nivel de desempeño.

La **(Figura 191, 192)** abajo representa la curva de deformación plástica, en la que se muestra la fuerza y la deformación en una rótula plástica, y se identifican cinco puntos denominados A, B, C, D y E; entre B y C, se definen tres puntos marcados como IO, SV y PC.

A= origen corresponde a la condición sin carga lateral.

B = límite de fluencia nominal que corresponde al inicio de daños estructurales.

C= límite de seguridad estructural. Representa el punto de máxima capacidad.

El tramo entre B y C tienen una pendiente entre el 5 y el 10%, pero como el punto C es difícil de predecir, puede considerarse una línea recta horizontal. La abscisa en C corresponde a la deformación en que comienza una degradación significativa de la resistencia. Más allá de esta deformación, no puede ser garantizada la reversión de las fuerzas laterales cíclicas. Para los elementos frágiles como el concreto, esta deformación está muy cerca de la deformación a la que se alcanzó la fluencia. Para los elementos dúctiles como el acero, esta deformación es mayor que la deformación de fluencia.

D= esfuerzo residual. Los tramos C-D y D-E pueden tener una pendiente especificada. La caída en la resistencia de C a D representa el fracaso inicial del elemento estructural. Puede estar asociado con fenómenos como la fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del hormigón, o fallas en el confinamiento del refuerzo transversal. Más allá del punto C por lo general no es confiable la resistencia a cargas laterales. Por lo tanto no se debe permitir a deformarse más allá de este punto.

E = colapso. El punto E es un punto que define la máxima deformación más allá de la cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional. En algunos casos, la falla inicial en C puede resultar en la pérdida de resistencia gravitacional, en cuyo caso el punto E puede tener una deformación igual que en C.

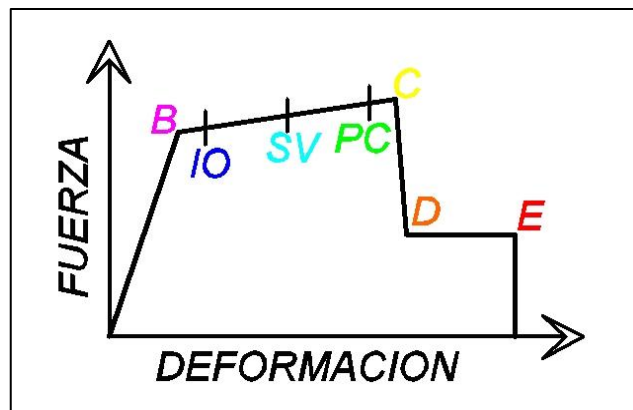


Figura 191. Puntos de desempeño en las edificaciones.

Fuente: Applied Technology Council “ATC-40”.

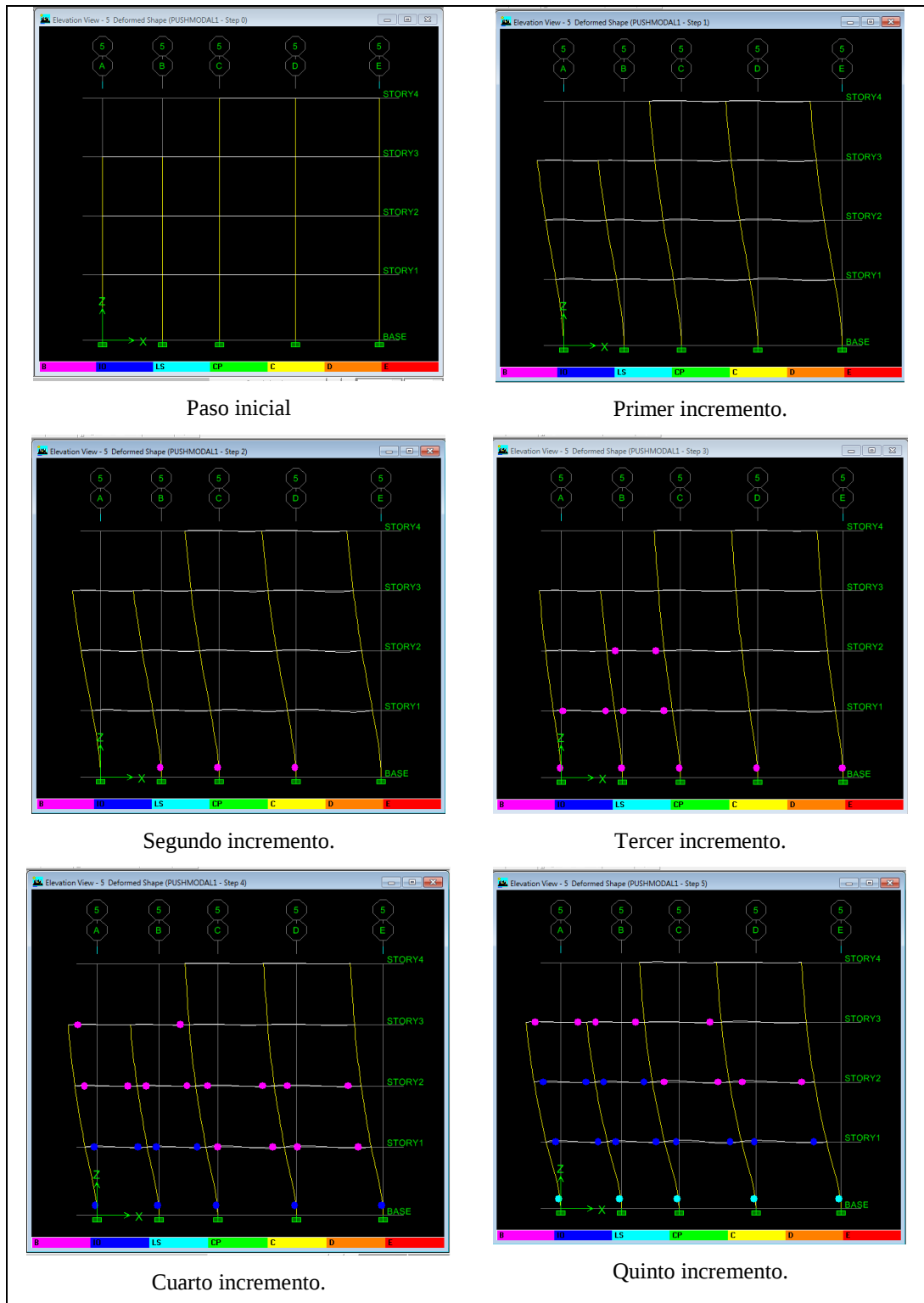
B	B = 1
IO	IO = 2 Inmediatamente ocupacional.
SV	SV = 3 Seguridad de vida.
PC	PC = 4 Prevención de colapso.
C	C = 5
D	D = 6
E	E = 7 Colapso.

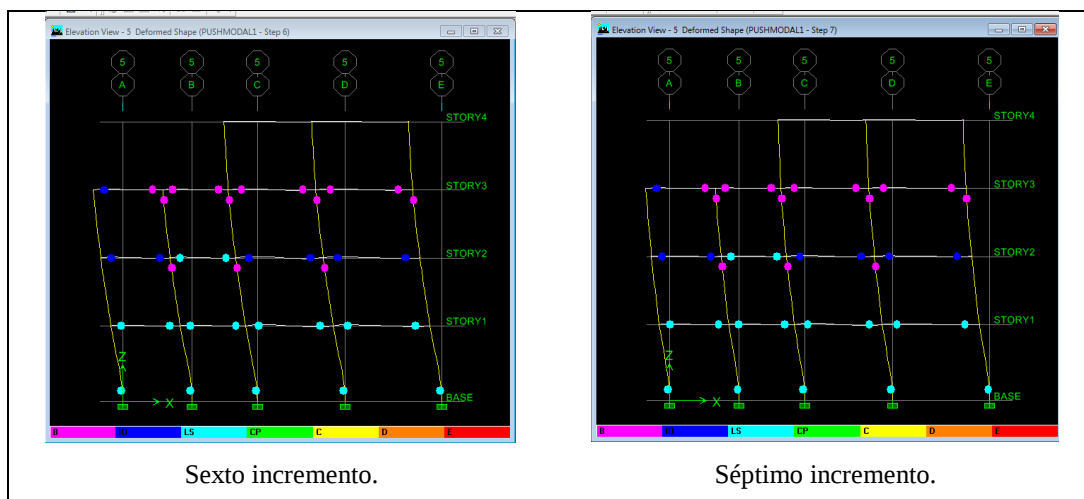
Figura 192. Nomenclatura de los puntos de desempeño de una edificación.

Fuente: Applied Technology Council “ATC-40”.

Una vez descrito los puntos de desempeño, se presenta los resultados del mecanismo de colapso del pórtico cinco de la vivienda (F-05-3P LIRIBAMBA), con cargas laterales proporcionales al primer modo de vibración.

Tabla 104. Degradación de elementos estructurales.





Fuente: ETABS 9.6

Como se logra apreciar en la ((**Tabla 104**), la forma de degradación del pórtico 5, se comporta de una manera muy satisfactoria, pero al realizar el análisis en otros pórticos existen elementos que sufren un considerable daño y ponen en riesgo la estabilidad y seguridad de la estructura. Se debe verificar este proceso en todos los pórticos, proporcionales a los modos de vibración de la estructura, a las cargas estáticas y proporcionales a las aceleraciones o sea a las masas de piso.

6.7.4. Resultado de análisis de los casos seleccionados.

Tabla 105. Resumen de Resultados “Demanda-Vulnerabilidad de los casos de vivienda analizados”

G-01-3P LIRIBAMBA							
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	Análisis Estático no lineal PUSHOVER					Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Observación:	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	0	0	0	0	No existe punto de demanda, puesto que la demanda sísmica supera a la capacidad estructural de la vivienda.	Altamente Vulnerables	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	0	0	0	0			
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0	0	0	0			
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	0	0	0	0			
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	0	0	0	0			
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0	0	0	0			
A-05-2P CRUZADA SOCIAL							
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	Análisis Estático no lineal PUSHOVER					Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Observación:	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	9.068	0.000	0.000	0.000	Existe punto de demanda ante un evento sísmico frecuente con un periodo de retorno de 43 años y una vida útil de la vivienda de 30 años.	Altamente Vulnerables	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	0.221	0.000	0.000	0.000			
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0.233	0.000	0.000	0.000			
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	6.735	0.000	0.000	0.000			
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	1.079	0.000	0.000	0.000			
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0.223	0.000	0.000	0.000			
F-05-3P LIRIBAMBA							
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	Análisis Estático no lineal PUSHOVER					Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Observación:	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	0	0	0	0	No existe punto de demanda, puesto que la demanda sísmica supera a la capacidad estructural de la vivienda.	Medianamente Vulnerables	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	0	0	0	0			
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0	0	0	0			
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	0	0	0	0			
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	0	0	0	0			
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0	0	0	0			
A-04-3P CRUZADA SOCIAL							
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	Análisis Estático no lineal PUSHOVER					Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Observación:	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	0	0	0	0	No existe punto de demanda, puesto que la demanda sísmica supera a la capacidad estructural de la vivienda.	Medianamente Vulnerables	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	0	0	0	0			
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0	0	0	0			
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	0	0	0	0			
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	0	0	0	0			
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0	0	0	0			
BLOQUE 01 CRUZADA SOCIAL							
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	Análisis Estático no lineal PUSHOVER					Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Observación:	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	-55.86	0	0	0	Existe punto de demanda ante un evento sísmico frecuente con un periodo de retorno de 43 años y una vida útil de la vivienda de 30 años.	Seguras	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	-9.295	0	0	0			
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0.195	0	0	0			
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	7.027	0	0	0			
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	1.197	0	0	0			
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0.259	0	0	0			
H-04-2P LIRIBAMBA							
Resultados de la Curva PUSHOVER ETABS	Análisis Estático no lineal PUSHOVER					Análisis de Vulnerabilidad SÍSMICA	
	Frecuente	Ocasional	CEC 2000	Muy Raro	Observación:	Método Italiano	Secretaría Nacional de Gestión de Riesgo
Max. Capacidad de Cortante Basal V(Ton)=	-59.051	0	0	0	Existe punto de demanda ante un evento sísmico frecuente con un periodo de retorno de 43 años y una vida útil de la vivienda de 30 años.	Seguras	Vulnerabilidad Baja
Max. Capacidad de Deformación D (cm)=	-8.92	0	0	0			
Aceleración Espectral De Desempeño Sa (g)=	0.199	0	0	0			
Desplazamiento Espectral De Desempeño Sd (cm)=	7.757	0	0	0			
Tiempo efectivo de vibración Teff (seg)=	1.251	0	0	0			
El Damping (amortiguamiento) efectivo Beff =	0.227	0	0	0			

Las viviendas fueron escogidas para su análisis del desempeño estructural, dependiendo de la vulnerabilidad obtenida por el método Italiano “Seguras, Medianamente vulnerables y Altamente vulnerable”, escogiendo una vivienda tipo con estas características de los barrios Liribamba y Cruzada Social.

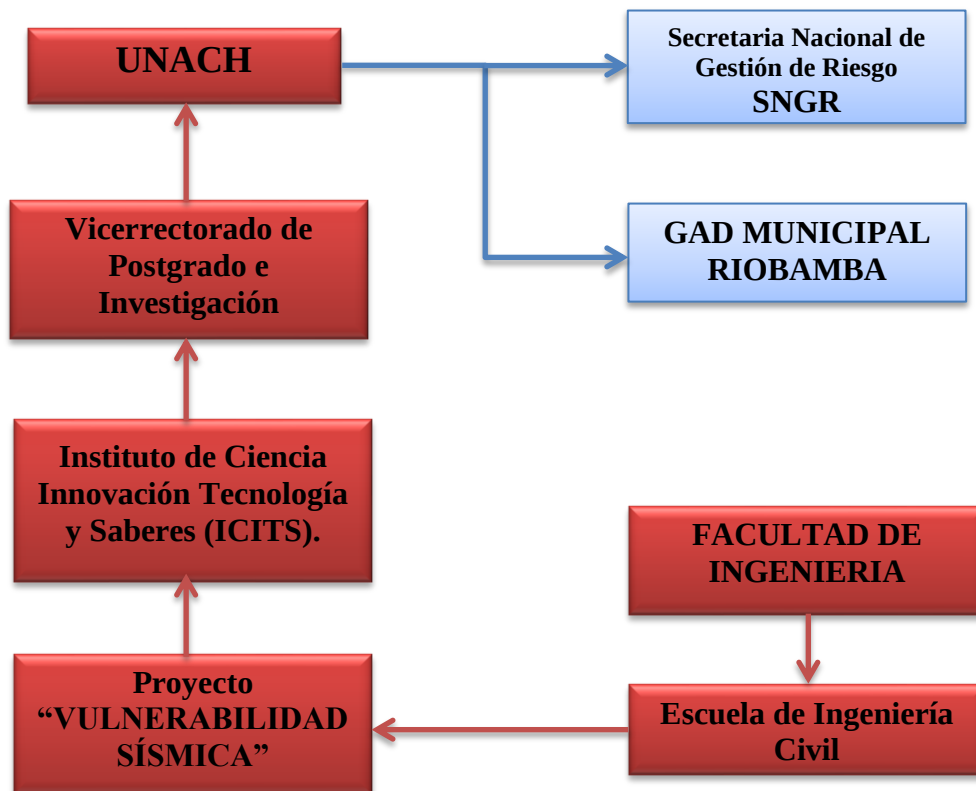
Se realizó el análisis del método Pushover en ETABS obteniendo el punto de demanda estructural de las viviendas seleccionadas, como podemos observar en la **(Tabla 105)**, de seis viviendas analizadas tres vivienda son capaces de soportar la demanda estructural de los sismos frecuente que tienen un periodo de retorno de 43 años y para una vida útil de la vivienda de 30 años.

El método Italiano y el de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos toma como referente datos básicos, elementales de la estructura y su entorno, a diferencia el análisis estático no lineal PUSHOVER que toma como fuente de análisis las características propias de los elementos construidos y un análisis más profundo dentro del desempeño estructural de la edificación, al ser sometidas a cargas sísmicas y poder analizar su desempeño y degradación de los elementos estructurales.

Al realizar una comparación de los resultados obtenidos de la demanda estructural y vulnerabilidad sísmica, se ha llegado a determinar que el método de análisis Pushover al poseer un análisis más minucioso sus resultados son de mayor confiabilidad, por ejemplo al realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica a la vivienda (A-05-2P CRUZADA SOCIAL) obtenemos como resultado una edificación altamente vulnerabilidad pero al realizar el análisis Pushover podemos determinar que su estructura responde favorablemente ante la demanda sísmica frecuente impuestas sobre está **(Tabla 105)**.

6.8. DISEÑO ORGANIZACIONAL.

La determinación del desempeño estructural de viviendas a través de la técnica PUSHOVER en ETABS, desarrollada en esta investigación se podrá llevar a cabo con la colaboración de tres entidades públicas, la Universidad Nacional de Chimborazo con datos de vulnerabilidad sísmica del barrio, la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgo tendrá la responsabilidad de socializar con la ciudadanía para la apertura del proyecto y con la ayuda del Departamento de Planificación de la Municipalidad de Riobamba se podrá realizar planes para el análisis de desempeño estructural de las viviendas construidas en los barrios Liribamba y Cruzada Social.



6.9.MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.

Conocer el comportamiento de una estructura ante demandas sísmicas es de mucha importancia, sobre todo en aquellas que se encuentran construidas o que se piensan construir en zonas de fuerte actividad sísmica. La cedencia de los elementos y fallas que se producen cuando la demanda sísmica es mayor que la capacidad estructural, ponen de manifiesto la necesidad de evaluar las estructuras utilizando métodos modernos, en los cuales se toma en cuenta el desempeño por sismo de las edificaciones.

Por este motivo se planteó el procedimiento para la determinación del desempeño estructural de viviendas y edificaciones en ETABS, con esto determinar la fiabilidad, respuesta y un adecuado comportamiento ante sollicitaciones sísmicas de la vivienda analizada con este método.

Con ayuda de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, la municipalidad de la ciudad y con la asesoría técnica de la Universidad Nacional de Chimborazo se pretende desarrollar una investigación más profunda sobre las viviendas existentes en los barrios Liribamba y Cruzada Social con el fin de conocer las condiciones reales en las que se encuentran estas y de esta manera establecer que viviendas no están aptas para el uso domiciliario siendo un potencial peligro hacia sus habitantes y su entorno.

CAPÍTULO VII

7. BIBLIOGRAFÍA.

- 1) AGUIAR R., BARBAT A., y HANGANU., (1997), “Análisis y clasificación de los Índices de Daño Sísmico en estructuras de Hormigón Armado”, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 2(2), 93-122, Quito, Ecuador.
- 2) AGUIAR Roberto, BOLAÑOS Danilo. (2006), “Evaluación Rápida de la vulnerabilidad sísmica en edificios de Hormigón Armado”, XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- 3) AGUIAR FALCONÍ Roberto; “Análisis estático de estructuras”; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha; Quito, Ecuador; 1998.
- 4) AGUIAR FALCONÍ Roberto; “Análisis Sísmico Por Desempeño”; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 2003.
- 5) ASCE, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, 2000, “Uniformación y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios”, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA 356, Virginia Estados Unidos
- 6) BARAHONA Diego; “Microzonificación sísmica de los suelos de la ciudad de Riobamba”. Tesis de Grado; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 2002.

- 7) BONETT DÍAZ., Ricardo León, 2003, Tesis Doctoral "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada", Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.
- 8) CAIZA Pablo; "Manual para uso del programa ETABS y SAP 2000"; Monografía; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 2004.
- 9) CEN, 2002, Eurocódigo 8: "Diseño de estructuras por resistencia sísmica, parte 1: reglas generales, acciones sísmicas y reglas para construir, proyecto nº 5", Comité Europeo para la estandarización: Doc CEN/TC250/SC8/N317, Bruselas, Bélgica.
- 10) ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD OPS, 2000, "Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre", Washington, D.C., Estados Unidos.
- 11) PADILLA HIDALGO Ángel; "Diseño sismoresistente del Edificio Valdivia con su respectivo desempeño y estudio de daño sísmico mediante la técnica de Pushover"; Tesis de Grado; Universidad Laica Eloy Alfaro; Manabí, Ecuador; 2007.
- 12) Propuesta Metodológica. "Análisis de Vulnerabilidades a nivel Municipal". Quito, 2012. ISBN.9942-9887-4
- 13) SAFINA MELONE., Salvador, 2002, Tesis Doctoral "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico", Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.
- 14) SANDI, H "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems. Proceeding of the Eight European Conference on Earthquake Engineering", 8EECE. Vol. 7, Topic 2. Lisboa:1986.

- 15) SEAOC, Structural Engineering Association of California, 1995, “Performance based seismic engineering of building”, VISION2000, Sacramento, California, Estados Unidos.
- 16) SORIA Alberto; “Método del espectro de capacidad para el análisis sísmico por desempeño”; Tesis de Grado; Escuela Politécnica del Ejercito; Quito, Ecuador; 2004.
- 17) VALENCIA VASCONEZ Jairo; “Análisis del método modal Pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón Ambato”; Tesis de Grado; Universidad Técnica de Ambato; Ambato, Ecuador; 2012.

CAPÍTULO VIII

8. ANEXOS.

8.1.ANEXO 1. Fichas de ubicación de los casos analizados para la propuesta

**PROYECTO: DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN BARRIOS URBANO MARGINALES DE
LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

SECTOR: LIRIBAMBA

FECHA: JULIO 2013

RESPONSABLES: -CARLOS INCA - WASHINGTON MORALES – IRMA
BADILLO.

CLAVE CATASTRAL: 0001040104012

PROPIETARIO: RAUL GUARACA

CROQUIS:

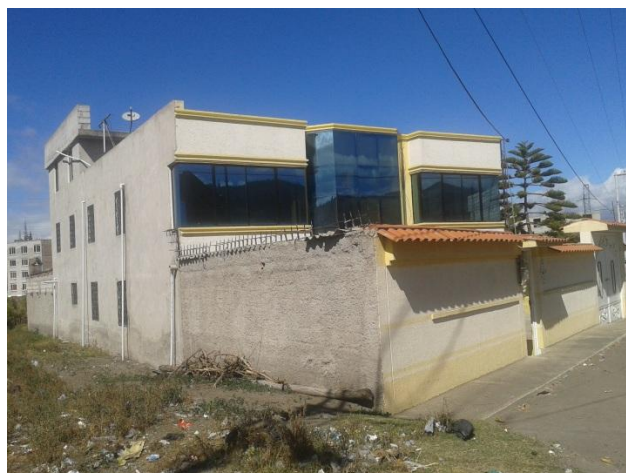


OBSERVACIONES:

El trabajo que se ejecutó fue sin novedad, vivienda en construcción.

ANEXOS:

1. 2 FOTOGRAFÍAS DE LA VIVIENDA.



2. FICHA DE VISITA TÉCNICA (AUTORIZACIÓN PROPIETARIO)

3. ENCUESTA

4. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE MEDIDAS (hojas anexas al presente documento)

5. ANEXOS.

5.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

FOTOS DE DETALLES SOBRESALIENTES DE LA VIVIENDA.



Se observa:

- Columnas cortas en tapa grada
- Sobre la 3ra planta tanque reservorios de agua
- Discontinuidad en sistema estructural (Columnas).
- Principalmente paredes de bloque.

**PROYECTO: DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN BARRIOS URBANO MARGINALES DE
LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

SECTOR: CRUZADA SOCIAL

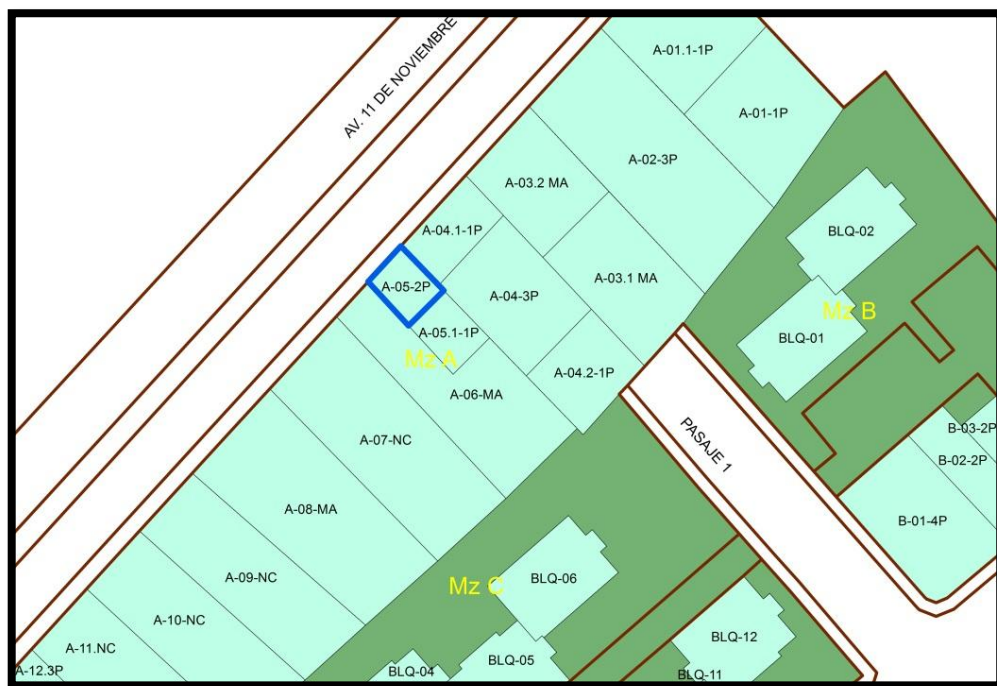
FECHA: SEPTIEMBRE-2013

RESPONSABLES: -CARLOS INCA - WASHINGTON MORALES – IRMA
BADILLO.

CLAVE CATASTRAL: 0001050301050

PROPIETARIO: CARMEN CUJANO

CROQUIS:



OBSERVACIONES:

El trabajo que se ejecutó por la parte exterior de la estructura.

ANEXOS:

6. 2 FOTOGRAFÍAS DE LA VIVIENDA.



7. FICHA DE VISITA TÉCNICA (AUTORIZACIÓN PROPIETARIO)

8. ENCUESTA

9. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE MEDIDAS (hojas anexas al presente documento)

10. ANEXOS.

10.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

FOTOS DE DETALLES SOBRESALIENTES DE LA VIVIENDA.



Se observa:

- Regularidad en planta.
- Zonas de Hormiguero en losa.
- Elementos estructurales mal conectados, columnas, losa
- Materiales de mala calidad.

**PROYECTO: DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN BARRIOS URBANO MARGINALES DE
LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

SECTOR: LIRIBAMBA

FECHA: JULIO-2013

RESPONSABLES: -CARLOS INCA - WASHINGTON MORALES – IRMA
BADILLO.

CLAVE CATASTRAL: 0001040109040

PROPIETARIO: MARIA EDELMIRA PILAMUNGA

CROQUIS:



OBSERVACIONES:

El trabajo que se ejecutó fue sin novedad.

ANEXOS:

11. 2 FOTOGRAFÍAS DE LA VIVIENDA



12. FICHA DE VISITA TÉCNICA (AUTORIZACIÓN PROPIETARIO)

13. ENCUESTA

14. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE MEDIDAS (hojas anexas al presente documento)

15. ANEXOS.

15.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

FOTOS DE DETALLES SOBRESALIENTES DE LA VIVIENDA.



Se observa:

- Regularidad en planta
- Construcción reciente
- Hormigqueo en columnas
- Mala distribución de estribos
- Hormigón de diferentes edades en la misma columna
- Acero de refuerzo sin protección

**PROYECTO: DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN BARRIOS URBANO MARGINALES DE
LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

SECTOR: CRUZADA SOCIAL

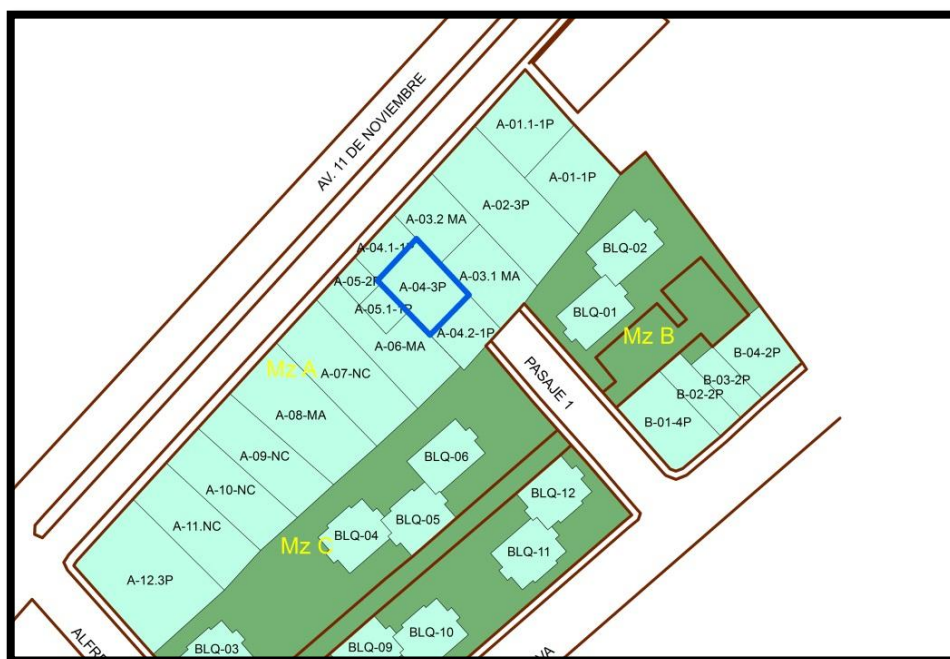
FECHA: SEPTIEMBRE-2013

RESPONSABLES: -CARLOS INCA - WASHINGTON MORALES – IRMA
BADILLO.

CLAVE CATASTRAL: 0001050301040

PROPIETARIO: DESCONOCIDO

CROQUIS:



OBSERVACIONES:

El trabajo que se ejecutó fue sin novedad.

ANEXOS:

16. 2 FOTOGRAFÍAS DE LA VIVIENDA



17. FICHA DE VISITA TÉCNICA (AUTORIZACIÓN PROPIETARIO)

18. ENCUESTA

19. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE MEDIDAS (hojas anexas al presente documento)

20. ANEXOS.

20.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

FOTOS DE DETALLES SOBRESALIENTES DE LA VIVIENDA.



Se observa:

- Regularidad en planta.
- Irregularidad en elevación
- zonas de hormiguero en losa.
- Media agua construida en la planta superior.

**PROYECTO: DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN BARRIOS URBANO MARGINALES DE
LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

SECTOR: LIRIBAMBA

FECHA: AGOSTO-2013

RESPONSABLES: -CARLOS INCA - WASHINGTON MORALES – IRMA
BADILLO.

CLAVE CATASTRAL: 0001040105030

PROPIETARIO: EN CONSTRUCCION

CROQUIS:



OBSERVACIONES:

El trabajo que se ejecutó fue sin novedad.

ANEXOS:

21. 2 FOTOGRAFÍAS DE LA VIVIENDA.



22. FICHA DE VISITA TÉCNICA (AUTORIZACION PROPIETARIO)

23. ENCUESTA

24. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE MEDIDAS (hojas anexas al presente documento)

25. ANEXOS.

25.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

FOTOS DE DETALLES SOBRESALIENTES DE LA VIVIENDA.



Se observa:

- Regularidad en planta
- Acero de refuerzo sin protección
- Zonas hormiguero.
- Gradados hormiguero severo, concreto fisurado y sin elementos portantes.

**PROYECTO: DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN BARRIOS URBANO MARGINALES DE
LA CIUDAD DE RIOBAMBA**

SECTOR: CRUZADA SOCIAL

FECHA: SEPTIEMBRE-2013

RESPONSABLES: -CARLOS INCA - WASHINGTON MORALES – IRMA
BADILLO.

CLAVE CATASTRAL: 0001050400100127

PROPIETARIO: BONIFAZ BERRONES JUAN CARLOS

CROQUIS:



OBSERVACIONES:

El trabajo que se ejecutó por la parte exterior de la estructura.

ANEXOS:

26. 2 FOTOGRAFÍAS DE LA VIVIENDA



27. FICHA DE VISITA TÉCNICA (AUTORIZACION PROPIETARIO)

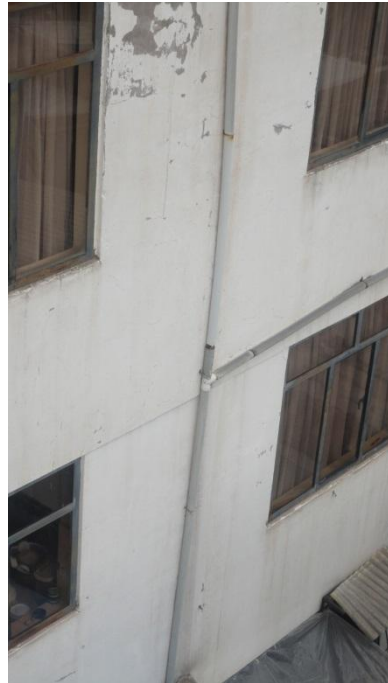
28. ENCUESTA

29. FICHA DE LEVANTAMIENTO DE MEDIDAS (hojas anexas al presente documento)

30. ANEXOS.

30.1 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

FOTOS DE DETALLES SOBRESALIENTES DE LA VIVIENDA.



Se observa:

- Regularidad en planta.
- Presencia de zonas de humedad.
- Tubería de desagüe visible y q provoca humedad.
- Masillado en losa excesivo.

8.2.ANEXO 2. Esclerómetros de los casos analizados para la propuesta

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE	Irma Badillo- Washington Morales- Carlos Inca	NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -90°
			Columna		0°
UBICACIÓN:	DAKOTA Y SIGCHOS		NÚMERO DE DATOS:		10
			CÓDIGO	G-01-3P	
BARRIO:	LIRIBAMBA	PROPIETARIO:		RAUL GUARACA	
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (30X20) cm		LOSA (20) cm		
1	28		30		
2	26		32		
3	30		32		
4	28		30		
5	29		31		
6	28		32		
7	28		34		
8	28		32		
9	31		31		
10	29		31		
PROMEDIO	29		32		
RESISTENCIA f_c (kg/cm2)	190		280		

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE	Irma Badillo-Carlos Inca-Washington Morales	NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -90°
			Columna		0°
UBICACIÓN:			NÚMERO DE DATOS:	10	
			CÓDIGO	A-05-2P	
BARRIO:	CRUZADA SOCIAL	PROPIETARIO:		CARMEN CUJANO	
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (20X20) cm		LOSA (20) cm		
1	26		26		
2	30		27		
3	31		31		
4	28		28		
5	31		24		
6	29		28		
7	30		27		
8	28		30		
9	27		24		
10	28		26		
PROMEDIO	29		27		
RESISTENCIA f_c (kg/cm2)	190		210		

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE		NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -90°
			Columna		0°
UBICACIÓN:	ESQUIMALES ENTRE PASAJES Y SIGCHOS	NÚMERO DE DATOS:		10	
		CÓDIGO	F-05-3P		
BARRIO:	LIRIBAMBA	PROPIETARIO:	MARIA E. PILAMUNGA		
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (35X30) cm		LOSA (20) cm		
1	28		29		
2	24		26		
3	27		27		
4	25		29		
5	26		29		
6	24		27		
7	24		26		
8	26		26		
9	25		27		
10	24		25		
PROMEDIO	25		27		
RESISTENCIA f_c (kg/cm2)	140		105		

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE	Irma Badillo-Carlos Inca-Washington Morales	NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -90°
			Columna		0°
UBICACIÓN:		NÚMERO DE DATOS:		10	
		CÓDIGO	A-04-3P		
BARRIO:	CRUZADA SOCIAL	PROPIETARIO:		DESCONOCIDO	
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (20X25) cm		LOSA (20) cm		
1	33		22		
2	34		21		
3	32		20		
4	31		19		
5	30		21		
6	29		23		
7	33		23		
8	31		24		
9	30		26		
10	34		27		
PROMEDIO	32		23		
RESISTENCIA f_c (kg/cm2)	238		160		

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE	Irma Badillo- Washington Morales- Carlos Inca	NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -90°
			Columna		0°
UBICACIÓN:			NÚMERO DE DATOS:	10	
			CÓDIGO	H-04-2P	
BARRIO:	LIRIBAMBA	PROPIETARIO:		CASA EN ESTRUCTURA	
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (25X30) cm		LOSA (20) cm		
1	28		22		
2	30		20		
3	30		24		
4	28		20		
5	29		21		
6	30		22		
7	32		22		
8	31		24		
9	30		27		
10	28		21		
PROMEDIO	30		22		
RESISTENCIA fc (kg/cm2)	210		145		

INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO				
PROYECTO:	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS CONSTRUIDAS EN TRES BARRIOS URBANO MARGINALES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA				
RESPONSABLE	Irma Badillo-Carlos Inca-Washington Morales	NORMAS:	ASTM C805-08		
		ELEMENTO DE ENSAYO	Losa	ANGULO DE DISPARO:	α -0°
			Columna		0°
UBICACIÓN:			NÚMERO DE DATOS:	10	
			CÓDIGO	BLQ-01	
BARRIO:	CRUZADA SOCIAL	PROPIETARIO:		BONIFAZ JUAN CARLOS	
No	DATO DE LECTURA				
	COLUMNA (30X30) cm		LOSA (20) cm		
1	42		43		
2	43		41		
3	45		44		
4	44		42		
5	44		42		
6	38		42		
7	40		40		
8	42		43		
9	42		40		
10	42		41		
PROMEDIO	42		42		
RESISTENCIA fc (kg/cm2)	380		380		

8.3.ANEXO 3. Planos de la geometría de viviendas que fueron analizadas dentro de La propuesta.

**8.4. ANEXO 4. Índice de Vulnerabilidad Sísmica con El Método Italiano
(Tabla de Resumen)**

BASE DE DATOS LIRIBAMBA MÉTODO ITALIANO

No.	PROPIETARIO	CÓDIGO	TIPO_VIV	IV_MI	CALF-MI
1	MARTHA CECILIA TACURI AHINAGUANO	A-01.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
2	MARTHA CECILIA TACURI AHINAGUANO	A-01-1P	1 O MAS PLANTAS	70.75	ALTAMENTE VULNERABLES
3	ANGEL NARANJO	A-02-2P	1 O MAS PLANTAS	63.5	ALTAMENTE VULNERABLES
4	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-03-3P	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
5	LUIS TACURI	A-04.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
6	LUIS TACURI	A-04-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
7	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-05-2P	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
8	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-06-3P	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
9	MANUEL PAGUAY	A-07.1-1P	1 O MAS PLANTAS	63.5	ALTAMENTE VULNERABLES
10	MANUEL PAGUAY	A-07-2P	1 O MAS PLANTAS	64.5	ALTAMENTE VULNERABLES
11	SALVADOR ORTIZ	A-08-1P	1 O MAS PLANTAS	74.5	ALTAMENTE VULNERABLES
12	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-09-3P	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
13	LUIS SILVA	A-10.1-2P	1 O MAS PLANTAS	57	MEDIANAMENTE VULNERABLES
14	LUIS SILVA	A-10-2P	1 O MAS PLANTAS	64.5	ALTAMENTE VULNERABLES
15	DESCONOCIDO	A-11-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
16	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-12-MA	MEDIA AGUA	-	N/A

17	PATRICIA CALDERON	A-13-2P	1 O MAS PLANTAS	70.75	ALTAMENTE VULNERABLES
18	HILDA MARGOTH ORTIZ YUQUI	A-14-1P	1 O MAS PLANTAS	57	MEDIANAMENTE VULNERABLES
19	NARCIZA DEL PILAR AVALOS GAVILANES	A-15-1P	1 O MAS PLANTAS	43.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
20	LEONOR CARRILLO	B-01-1P	1 O MAS PLANTAS	48.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
21	LAVADORA	B-02-LAV	CERRAMIENTO	-	N/A
22	PATRICIO CUNTAMAY	B-03-1P	1 O MAS PLANTAS	68.5	ALTAMENTE VULNERABLES
23	PATRICIO CUNTAMAY	B-04-1P	1 O MAS PLANTAS	60.75	ALTAMENTE VULNERABLES
24	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	B-05-1P	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
25	NELLY JAQUELINE CALLE BONILLA	B-06.1-1P	1 O MAS PLANTAS	47.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
26	NELLY JAQUELINE CALLE BONILLA	B-06-2P	1 O MAS PLANTAS	68.75	ALTAMENTE VULNERABLES
27	LOURDES CAMPOS	B-07-1P	1 O MAS PLANTAS	76	ALTAMENTE VULNERABLES
28	MARIA AINAGUANO	B-08.1-1P	1 O MAS PLANTAS	9.75	SEGURAS
29	MARIA AINAGUANO	B-08-2P	1 O MAS PLANTAS	45.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
30	DESCONOCIDO	B-09-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
31	BOLIVAR GUARACA	B-10-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
32	VIRGINIA BARBA	B-11.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
33	VIRGINIA BARBA	B-11-1P	1 O MAS PLANTAS	40	MEDIANAMENTE VULNERABLES
34	ROLDAN MOINA PALANQUIBAY	C-01-2P	1 O MAS PLANTAS	21.5	SEGURAS
35	CERRAMIENTO	C-02-CC	CERRAMIENTO	-	N/A
36	LUZMILA NARANJO	C-03-1P	1 O MAS PLANTAS	62	ALTAMENTE VULNERABLES

37	MARTHA CUJILEMA	C-04.1MA	MEDIA AGUA	-	N/A
38	MARTHA CUJILEMA	C-04.2-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
39	MARTHA CUJILEMA	C-04-1P	1 O MAS PLANTAS	64.5	ALTAMENTE VULNERABLES
40	FAUSTO BONILLA	C-05-1P	1 O MAS PLANTAS	42.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
41	FAUSTO BONILLA	C-05.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
42	TEREZA GUAMBO	C-06-1P	1 O MAS PLANTAS	53.5	MEDIANAMENTE VULNERABLES
43	MARCO ARIZAGA VILLA	C-07-1P	1 O MAS PLANTAS	41	MEDIANAMENTE VULNERABLES
44	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	C-08.1,2,3,4-AB	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
45	CELIA MOINA	C-09-2P	1 O MAS PLANTAS	16.75	SEGURAS
46	MANUEL PAGUAY	C-10-2P	1 O MAS PLANTAS	85	ALTAMENTE VULNERABLES
47	CERRAMIENTO	C-11-CC	CERRAMIENTO	-	N/A
48	CERRAMIENTO	C-12-CC	CERRAMIENTO	-	N/A
49	GONZALO ÑAUNAY	D-01.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
50	GONZALO ÑAUNAY	D-01.2-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
51	GONZALO ÑAUNAY	D-01.3-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
52	GONZALO ÑAUNAY	D-01-3P	1 O MAS PLANTAS	51.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
53	SEGUNDO NICOLAS PINDE	D-02-5P	1 O MAS PLANTAS	21.75	SEGURAS
54	SEGUNDO MESIAS MOYOTA GUAMAN	D-03-1P	1 O MAS PLANTAS	58.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
55	GONZALO MOYOTA AINAGUANO	D-04-2P	1 O MAS PLANTAS	28.75	SEGURAS
56	CARMEN HERNANDEZ	D-07-2P	1 O MAS PLANTAS	56.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES

57	EN CONSTRUCCION	D-08-2P	1 O MAS PLANTAS	49.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
58	EN CONSTRUCCION	D-09-1P	1 O MAS PLANTAS	14.25	SEGURAS
59	ABANDONADA	D-10-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
60	CERRAMIENTO	D-11-CC	CERRAMIENTO	-	N/A
61	CASA ABANDONADA	D-12-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
62	ADAN PAULLAN	D-13-2P	1 O MAS PLANTAS	58.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
63	WALTER LLERENA	D-14-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
64	GLADYS ÑAÑAY	D-15.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
65	GLADYS ÑAÑAY	D-15-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
66	FAUSTO BONILLA	E-01-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
67	ANGEL PILCO PUMAGUALLI	E-02-2P	1 O MAS PLANTAS	55.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
68	ERIKA VALDIVIEZO	E-03-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
69	LUIS LEMA	E-04-1P	1 O MAS PLANTAS	42.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
70	EN CONSTRUCCION	E-05-3P	1 O MAS PLANTAS	49.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
71	DELIA AINAGUANO	E-06.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
72	DELIA AINAGUANO	E-06-2P	1 O MAS PLANTAS	71.5	ALTAMENTE VULNERABLES
73	LUIS VERA	E-07-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
74	PREGUNTAR PROP	F-01-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
75	CERRAMIENTO	F-02-CC	CERRAMIENTO	-	N/A
76	CERRAMIENTO	F-03-CC	CERRAMIENTO	-	N/A

77	CERRAMIENTO	F-04-CC	CERRAMIENTO	-	N/A
78	MARIA EDELMIRA PILAMUNGA	F-05-3P	1 O MAS PLANTAS	56.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
79	LUPE HUARACA	F-06.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
80	LUPE HUARACA	F-06-1P	1 O MAS PLANTAS	16	SEGURAS
81	OSWALDO GALLO	F-07.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
82	OSWALDO GALLO	F-07-2P	1 O MAS PLANTAS	79	ALTAMENTE VULNERABLES
83	ALBERTO ORTIZ	F-08-2P	1 O MAS PLANTAS	46.5	MEDIANAMENTE VULNERABLES
84	LUIS ORTIZ	F-09-2P	1 O MAS PLANTAS	62.25	ALTAMENTE VULNERABLES
85	SEGUNDO QUINCHE	F-10-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
86	RAUL GUARACA	G-01.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
87	RAUL GUARACA	G-01.2-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
88	RAUL GUARACA	G-01-3P	1 O MAS PLANTAS	69	ALTAMENTE VULNERABLES
89	DESCONOCIDO	G-02-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
90	DANILO CORONADO	H-01-1P	1 O MAS PLANTAS	25.75	SEGURAS
91	DESCONOCIDO	H-02-1P	1 O MAS PLANTAS	24.25	SEGURAS
92	RENE DARIO MUÑOZ	H-03-1P	1 O MAS PLANTAS	61.5	ALTAMENTE VULNERABLES
93	CASA EN ESTRUCTURA	H-04-2P	1 O MAS PLANTAS	28.25	SEGURAS
94	CASA EN ESTRUCTURA	H-05-1P	1 O MAS PLANTAS	62	ALTAMENTE VULNERABLES
95	FRANCISCO LLUILEMA	H-06-1P	1 O MAS PLANTAS	59.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
96	CERRAMIENTO	H-07-CC	CERRAMIENTO	-	N/A

97	FRANCISCO LLUILEMA	H-08-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
98	EDGAR SAGÑAY	H-09-1P	1 O MAS PLANTAS	47.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
99	MARTHA LLUGLEMA	H-10-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
100	ADAN PAULLAN	H-11.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
101	ADAN PAULLAN	H-11.2-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
102	ADAN PAULLAN	H-11.3-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
103	ADAN PAULLAN	H-11-1P	1 O MAS PLANTAS	13.75	SEGURAS
104	MARIANA PEREZ	H-12.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
105	MARIANA PEREZ	H-12-1P	1 O MAS PLANTAS	70.75	ALTAMENTE VULNERABLES
106	MARIA ORTIZ	H-13-1P	1 O MAS PLANTAS	48.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
107	LUZ AMELIA LOJA	H-14-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
108	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	I-01-2P	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
109	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	I-02-MA	CERRAMIENTO	-	N/A
110	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	I-03-MA	CERRAMIENTO	-	N/A
111	VICTOR GUAYLLA	I-04-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
112	LORENZO ORTEGA	I-05.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
113	LORENZO ORTEGA	I-05-2P	1 O MAS PLANTAS	49.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
114	LUIS JULIAN LLUILEMA PANTAN	I-06-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
115	DESCONOCIDO	I-07-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
116	OSWALDO CAGUANA	I-08-2P	1 O MAS PLANTAS	21	SEGURAS

117	ELISA CHOCHO	L-01-1P	1 O MAS PLANTAS	61.25	ALTAMENTE VULNERABLES
118	JUAN WUALBERTO GONZALEZ	L-03.1-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
119	JUAN WUALBERTO GONZALEZ	L-03-1P	1 O MAS PLANTAS	58.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
120	SEGUNDO MIGUEL GARCIA ORTEGA	L-04-1P	1 O MAS PLANTAS	55.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
121	ANGEL PEREZ	L-05-1P	1 O MAS PLANTAS	59.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
122	RAUL CAÑERO	L-06-1P	1 O MAS PLANTAS	58.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
123	RAUL CAÑERO	L-07-1P	1 O MAS PLANTAS	46.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES

BASE DE DATOS CRUZADA SOCIAL MÉTODO ITALIANO

No.	PROPIETARIO	CODIGO	TIPO_VIV	IV_MI	CALF-MI
1	DESCONOCIDO	A-01.1-1P	1 O MAS PLANTAS	29.75	SEGURAS
2	DESCONOCIDO	A-01-1P	1 O MAS PLANTAS	23.75	SEGURAS
3	JUAN VALLEJO	A-02-3P	1 O MAS PLANTAS	26.75	SEGURAS
4	DESCONOCIDO	A-03.1 MA	MEDIA AGUA	-	N/A
5	DESCONOCIDO	A-03.2 MA	MEDIA AGUA	-	N/A
6	DESCONOCIDO	A-04.1-1P	1 O MAS PLANTAS	33.00	MEDIANAMENTE VULNERABLES
7	DESCONOCIDO	A-04.2-1P	1 O MAS PLANTAS	30.75	MEDIANAMENTE VULNERABLES
8	DESCONOCIDO	A-04-3P	1 O MAS PLANTAS	40.50	MEDIANAMENTE VULNERABLES
9	CARMEN CUJANO	A-05.1-1P	1 O MAS PLANTAS	75.50	ALTAMENTE VULNERABLES
10	CARMEN CUJANO	A-05-2P	1 O MAS PLANTAS	78.50	ALTAMENTE VULNERABLES
11	JOSE RAUL CUJANO	A-06-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
12	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-07-NC	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
13	DESCONOCIDO	A-08-MA	MEDIA AGUA	-	N/A
14	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-09-NC	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
15	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-10-NC	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
16	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-11.NC	1 O MAS PLANTAS	-	N/A
17	GONZALO OSORIO NARANJO	A-12.3P	1 O MAS PLANTAS	18.25	SEGURAS
18	PATRICIA GUEVARA	B-01-4P	1 O MAS PLANTAS	25.25	SEGURAS

19	MARIA CAYAMBE	B-02-2P	1 O MAS PLANTAS	36.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
20	NELLY ALVARADO	B-03-2P	1 O MAS PLANTAS	20.25	SEGURAS
21	DESCONOCIDO	B-04-2P	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
22	BONIFAZ BERRONES JUAN CARLOS	BLQ-01	1 O MAS PLANTAS	26.75	SEGURAS
23	ESPINOZA AVILA DELIA ROSARIO	BLQ-02	1 O MAS PLANTAS	26.75	SEGURAS
24	CACERES CEPEJA JAIME VICENTE	BLQ-03	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
25	BONIFAZ BONIFAZ ANGEL EDUARDO	BLQ-04	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
26	PERALTA ANDRADE ELBA JUSTINA	BLQ-05	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
27	GUAMBO SANTILLAN ADRIANA FABIOLA	BLQ-06	1 O MAS PLANTAS	26.75	SEGURAS
28	CABEZAS RIOFRIO ESTUARDO NILO	BLQ-07	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
29	NOVILLO NORIEGA HERALDO FILEMON	BLQ-08	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
30	PEREZ FLOR JULIO CESAR	BLQ-09	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
31	RODRIGUEZ CARDENAS LUISA GENOVEVA	BLQ-10	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
32	ROJAS ALVAREZ JUAN CARLOS	BLQ-11	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES
33	VIZUETE NEGRETE MARCO FERNANDO	BLQ-12	1 O MAS PLANTAS	34.25	MEDIANAMENTE VULNERABLES

**8.5.ANEXO 5. Índice De Vulnerabilidad Sísmica con el Método de la
Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (Tabla De Resumen)**

BASE DE DATOS LIRIBAMBA MÉTODO SNGR

No.	PROPIETARIO	CODIGO	TIPO_VIV	IV_MS	CALIFICACION
1	MARTHA CECILIA TACURI AHINAGUANO	A-01.1-MA	MEDIA AGUA	23.20	Vulnerabilidad Baja
2	MARTHA CECILIA TACURI AHINAGUANO	A-01-1P	1 O MAS PLANTAS	7.20	Vulnerabilidad Baja
3	ANGEL NARANJO	A-02-2P	1 O MAS PLANTAS	7.00	Vulnerabilidad Baja
4	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-03-3P	1 O MAS PLANTAS	-	-
5	LUIS TACURI	A-04.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
6	LUIS TACURI	A-04-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
7	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-05-2P	1 O MAS PLANTAS	-	-
8	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-06-3P	1 O MAS PLANTAS	-	-
9	MANUEL PAGUAY	A-07.1-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
10	MANUEL PAGUAY	A-07-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
11	SALVADOR ORTIZ	A-08-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
12	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-09-3P	1 O MAS PLANTAS	-	-
13	LUIS SILVA	A-10.1-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
14	LUIS SILVA	A-10-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
15	DESCONOCIDO	A-11-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
16	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-12-MA	MEDIA AGUA	-	-

17	PATRICIA CALDERON	A-13-2P	1 O MAS PLANTAS	6.00	Vulnerabilidad Baja
18	HILDA MARGOTH ORTIZ YUQUI	A-14-1P	1 O MAS PLANTAS	10.20	Vulnerabilidad Baja
19	NARCIZA DEL PILAR AVALOS GAVILANES	A-15-1P	1 O MAS PLANTAS	5.20	Vulnerabilidad Baja
20	LEONOR CARRILLO	B-01-1P	1 O MAS PLANTAS	7.20	Vulnerabilidad Baja
21	LAVADORA	B-02-LAV	CERRAMIENTO	-	-
22	PATRICIO CUNTAMAY	B-03-1P	1 O MAS PLANTAS	11.20	Vulnerabilidad Baja
23	PATRICIO CUNTAMAY	B-04-1P	1 O MAS PLANTAS	17.20	Vulnerabilidad Baja
24	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	B-05-1P	1 O MAS PLANTAS	-	-
25	NELLY JAQUELINE CALLE BONILLA	B-06.1-1P	1 O MAS PLANTAS	5.20	Vulnerabilidad Baja
26	NELLY JAQUELINE CALLE BONILLA	B-06-2P	1 O MAS PLANTAS	6.00	Vulnerabilidad Baja
27	LOURDES CAMPOS	B-07-1P	1 O MAS PLANTAS	5.20	Vulnerabilidad Baja
28	MARIA AINAGUANO	B-08.1-1P	1 O MAS PLANTAS	5.20	Vulnerabilidad Baja
29	MARIA AINAGUANO	B-08-2P	1 O MAS PLANTAS	6.00	Vulnerabilidad Baja
30	DESCONOCIDO	B-09-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
31	BOLIVAR GUARACA	B-10-MA	MEDIA AGUA	31.20	Vulnerabilidad Baja
32	VIRGINIA BARBA	B-11.1-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
33	VIRGINIA BARBA	B-11-1P	1 O MAS PLANTAS	5.20	Vulnerabilidad Baja
34	ROLDAN MOINA PALANQUIBAY	C-01-2P	1 O MAS PLANTAS	12.00	Vulnerabilidad Baja
35	CERRAMIENTO	C-02-CC	CERRAMIENTO	-	-
36	LUZMILA NARANJO	C-03-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja

37	MARTHA CUJILEMA	C-04.1MA	MEDIA AGUA	29.20	Vulnerabilidad Baja
38	MARTHA CUJILEMA	C-04.2-MA	MEDIA AGUA	29.20	Vulnerabilidad Baja
39	MARTHA CUJILEMA	C-04-1P	1 O MAS PLANTAS	13.20	Vulnerabilidad Baja
40	FAUSTO BONILLA	C-05-1P	1 O MAS PLANTAS	10.00	Vulnerabilidad Baja
41	FAUSTO BONILLA	C-05.1-MA	MEDIA AGUA	29.20	Vulnerabilidad Baja
42	TEREZA GUAMBO	C-06-1P	1 O MAS PLANTAS	11.20	Vulnerabilidad Baja
43	MARCO ARIZAGA VILLA	C-07-1P	1 O MAS PLANTAS	13.20	Vulnerabilidad Baja
44	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	C-08.1,2,3,4-AB	1 O MAS PLANTAS	-	-
45	CELIA MOINA	C-09-2P	1 O MAS PLANTAS	12.00	Vulnerabilidad Baja
46	MANUEL PAGUAY	C-10-2P	1 O MAS PLANTAS	12.00	Vulnerabilidad Baja
47	CERRAMIENTO	C-11-CC	CERRAMIENTO	-	-
48	CERRAMIENTO	C-12-CC	CERRAMIENTO	-	-
49	GONZALO ÑAUNAY	D-01.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
50	GONZALO ÑAUNAY	D-01.2-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
51	GONZALO ÑAUNAY	D-01.3-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
52	GONZALO ÑAUNAY	D-01-3P	1 O MAS PLANTAS	9.20	Vulnerabilidad Baja
53	SEGUNDO NICOLAS PINDE	D-02-5P	1 O MAS PLANTAS	12.00	Vulnerabilidad Baja
54	SEGUNDO MESIAS MOYOTA GUAMAN	D-03-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
55	GONZALO MOYOTA AINAGUANO	D-04-2P	1 O MAS PLANTAS	7.00	Vulnerabilidad Baja
56	CARMEN HERNANDEZ	D-07-2P	1 O MAS PLANTAS	6.00	Vulnerabilidad Baja

57	EN CONSTRUCCION	D-08-2P	1 O MAS PLANTAS	7.00	Vulnerabilidad Baja
58	EN CONSTRUCCION	D-09-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja
59	ABANDONADA	D-10-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
60	CERRAMIENTO	D-11-CC	CERRAMIENTO	-	-
61	CASA ABANDONADA	D-12-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
62	ADAN PAULLAN	D-13-2P	1 O MAS PLANTAS	7.00	Vulnerabilidad Baja
63	WALTER LLERENA	D-14-MA	MEDIA AGUA	31.20	Vulnerabilidad Baja
64	GLADYS ÑAUNAY	D-15.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
65	GLADYS ÑAUNAY	D-15-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
66	FAUSTO BONILLA	E-01-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
67	ANGEL PILCO PUMAGUALLI	E-02-2P	1 O MAS PLANTAS	6.00	Vulnerabilidad Baja
68	ERIKA VALDIVIEZO	E-03-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
69	LUIS LEMA	E-04-1P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
70	EN CONSTRUCCION	E-05-3P	1 O MAS PLANTAS	10.20	Vulnerabilidad Baja
71	DELIA AINAGUANO	E-06.1-MA	MEDIA AGUA	26.20	Vulnerabilidad Baja
72	DELIA AINAGUANO	E-06-2P	1 O MAS PLANTAS	7.00	Vulnerabilidad Baja
73	LUIS VERA	E-07-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
74	PREGUNTAR PROP	F-01-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
75	CERRAMIENTO	F-02-CC	CERRAMIENTO	-	-
76	CERRAMIENTO	F-03-CC	CERRAMIENTO	-	-

77	CERRAMIENTO	F-04-CC	CERRAMIENTO	-	-
78	MARIA EDELMIRA PILAMUNGA	F-05-3P	1 O MAS PLANTAS	10.20	Vulnerabilidad Baja
79	LUPE HUARACA	F-06.1-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
80	LUPE HUARACA	F-06-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
81	OSWALDO GALLO	F-07.1-MA	MEDIA AGUA	21.20	Vulnerabilidad Baja
82	OSWALDO GALLO	F-07-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
83	ALBERTO ORTIZ	F-08-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
84	LUIS ORTIZ	F-09-2P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
85	SEGUNDO QUINCHE	F-10-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
86	RAUL GUARACA	G-01.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
87	RAUL GUARACA	G-01.2-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
88	RAUL GUARACA	G-01-3P	1 O MAS PLANTAS	15.20	Vulnerabilidad Baja
89	DESCONOCIDO	G-02-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
90	DANILO CORONADO	H-01-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
91	DESCONOCIDO	H-02-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
92	RENE DARIO MUÑOZ	H-03-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
93	CASA EN ESTRUCTURA	H-04-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
94	CASA EN ESTRUCTURA	H-05-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
95	FRANCISCO LLUILEMA	H-06-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
96	CERRAMIENTO	H-07-CC	CERRAMIENTO	-	-

97	FRANCISCO LLUILEMA	H-08-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
98	EDGAR SAGÑAY	H-09-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
99	MARTHA LLUGLEMA	H-10-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
100	ADAN PAULLAN	H-11.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
101	ADAN PAULLAN	H-11.2-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
102	ADAN PAULLAN	H-11.3-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
103	ADAN PAULLAN	H-11-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
104	MARIANA PEREZ	H-12.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
105	MARIANA PEREZ	H-12-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
106	MARIA ORTIZ	H-13-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja
107	LUZ AMELIA LOJA	H-14-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
108	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	I-01-2P	1 O MAS PLANTAS	-	-
109	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	I-02-MA	CERRAMIENTO	-	-
110	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	I-03-MA	CERRAMIENTO	-	-
111	VICTOR GUAYLLA	I-04-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
112	LORENZO ORTEGA	I-05.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
113	LORENZO ORTEGA	I-05-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja
114	LUIS JULIAN LLUILEMA PANTAN	I-06-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
115	DESCONOCIDO	I-07-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
116	OSWALDO CAGUANA	I-08-2P	1 O MAS PLANTAS	13.00	Vulnerabilidad Baja

117	ELISA CHOCHO	L-01-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
118	JUAN WUALBERTO GONZALEZ	L-03.1-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
119	JUAN WUALBERTO GONZALEZ	L-03-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
120	SEGUNDO MIGUEL GARCIA ORTEGA	L-04-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
121	ANGEL PEREZ	L-05-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
122	RAUL CAÑERO	L-06-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja
123	RAUL CAÑERO	L-07-1P	1 O MAS PLANTAS	12.20	Vulnerabilidad Baja

BASE DE DATOS CRUZADA SOCIAL MÉTODO SNGR

No.	PROPIETARIO	CODIGO	TIPO_VIV	IV_SNGR	CALIFICACION
1	DESCONOCIDO	A-01.1-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja
2	DESCONOCIDO	A-01-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja
3	JUAN VALLEJO	A-02-3P	1 O MAS PLANTAS	10.20	Vulnerabilidad Baja
4	DESCONOCIDO	A-03.1 MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
5	DESCONOCIDO	A-03.2 MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
6	DESCONOCIDO	A-04.1-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja
7	DESCONOCIDO	A-04.2-1P	1 O MAS PLANTAS	6.20	Vulnerabilidad Baja
8	DESCONOCIDO	A-04-3P	1 O MAS PLANTAS	10.20	Vulnerabilidad Baja
9	CARMEN CUJANO	A-05.1-1P	1 O MAS PLANTAS	17.20	Vulnerabilidad Baja
10	CARMEN CUJANO	A-05-2P	1 O MAS PLANTAS	23.00	Vulnerabilidad Baja
11	JOSE RAUL CUJANO	A-06-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
12	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-07-NC	1 O MAS PLANTAS	-	-
13	DESCONOCIDO	A-08-MA	MEDIA AGUA	22.20	Vulnerabilidad Baja
14	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-09-NC	1 O MAS PLANTAS	-	-
15	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-10-NC	1 O MAS PLANTAS	-	-
16	ABANDONADA EN CONSTRUCCION	A-11.NC	1 O MAS PLANTAS	-	-
17	GONZALO OSORIO NARANJO	A-12.3P	1 O MAS PLANTAS	10.20	Vulnerabilidad Baja
18	PATRICIA GUEVARA	B-01-4P	1 O MAS PLANTAS	19.20	Vulnerabilidad Baja

19	MARIA CAYAMBE	B-02-2P	1 O MAS PLANTAS	23.00	Vulnerabilidad Baja
20	NELLY ALVARADO	B-03-2P	1 O MAS PLANTAS	23.00	Vulnerabilidad Baja
21	DESCONOCIDO	B-04-2P	1 O MAS PLANTAS	23.00	Vulnerabilidad Baja
22	BONIFAZ BERRONES JUAN CARLOS	BLQ-01	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
23	ESPINOZA AVILA DELIA ROSARIO	BLQ-02	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
24	CACERES CEPEJA JAIME VICENTE	BLQ-03	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
25	BONIFAZ BONIFAZ ANGEL EDUARDO	BLQ-04	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
26	PERALTA ANDRADE ELBA JUSTINA	BLQ-05	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
27	GUAMBO SANTILLAN ADRIANA FABIOLA	BLQ-06	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
28	CABEZAS RIOFRIO ESTUARDO NILO	BLQ-07	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
29	NOVILLO NORIEGA HERALDO FILEMON	BLQ-08	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
30	PEREZ FLOR JULIO CESAR	BLQ-09	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
31	RODRIGUEZ CARDENAS LUISA GENOVEVA	BLQ-10	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
32	ROJAS ALVAREZ JUAN CARLOS	BLQ-11	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja
33	VIZUETE NEGRETE MARCO FERNANDO	BLQ-12	1 O MAS PLANTAS	16.20	Vulnerabilidad Baja

**8.6.ANEXO 6. Mapa Temático “Método Italiano de los Barrios Liribamba y
Cruzada Social de la Ciudad De Riobamba”**

**8.7.ANEXO 7. Mapa Temático “Método de la Secretaria Nacional De
Gestión de Riesgo De Los Barrios Liribamba y Cruzada Social de la
Ciudad De Riobamba**

8.8.ANEXO 8. Compendio digital de los documentos generados “Barrio Liribamba y Cruzada Social”.