



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO PEÑA,
APLICANDO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN
2011 VIGENTE EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO EN
EL AÑO 2015.**

Proyecto de investigación previo a la obtención del Grado de Ingeniero Civil

Autor: VÁSQUEZ LEÓN, Carlos Andrés

Tutor: Ing. Juan Carlos Moya, Msc

D.M. de Quito, Marzo 2015

AGRADECIMIENTO

Quiero brindar mis agradecimientos a todas las personas que de una u otra forma apoyaron el desarrollo de este proyecto de investigación, a los expertos entrevistados, los compañeros de carrera que aportaron sobre ideas de investigación, a los compañeros de trabajo que comprendieron mi prioridad de titularme y brindaron su gentil ayuda.

Un agradecimiento especial a mi tutor, Ingeniero Juan Carlos Moya, quién me apoyó para tomar decisiones creativas durante el proceso de planificación y planteamiento del tema de investigación y que posteriormente supervisó los cálculos realizados y conclusiones obtenidas luego de la parte analítica de esta tesis.

También estoy muy agradecido a todos los profesores de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Internacional del Ecuador, quienes con su valioso aporte académico y humano hicieron que esos largos períodos de clase se conviertan en una fuente de sabiduría y curiosidad científica.

El desarrollo del proyecto de investigación y la estructuración de esta tesis se convirtió en un asunto familiar, debido a que mucho del tiempo que debía dedicarles a mis allegados tuve que tomarlo para este proyecto. Un agradecimiento especial de todo corazón a mis tías Margarita y Loly, mis hermanos Paco y Ana Lucía, y mi novia María Gabriela que han entendido mi dedicación provisional a mi trabajo de investigación. El apoyo incondicional de mi madre Lucía, que siempre me motivó a dar lo mejor de mí, me ayudó en esas horas largas de estudio que hoy dan su recompensa.

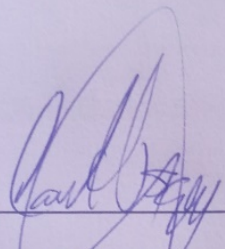
Por último, quiero dedicar este trabajo a la persona que creyó en mí y me animó a seguir la carrera de Ingeniería, convirtiéndose en mi profesor y mi maestro, mi padre Jorge.

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, CARLOS ANDRÉS VÁSQUEZ LEÓN, en calidad de autor del trabajo de investigación realizada sobre: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO PEÑA, APLICANDO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011 VIGENTE EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO EN EL AÑO 2015.”**, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido presentado anteriormente para ningún grado o calificación profesional y, que se ha consultado la bibliografía detallada.

Por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o de parte de los que contienen esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación. Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8; 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

D.M. de Quito, Marzo de 2015.

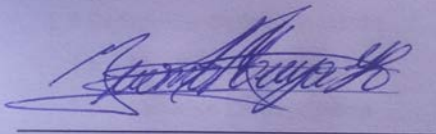


Carlos Andrés Vásquez León
C.I. 1707759393

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Por la presente dejo constancia que he leído el trabajo de proyecto de Grado, presentado por el señor CARLOS ANDRÉS VÁSQUEZ LEÓN, para optar por el Título de Ingeniero Civil, cuyo tema es **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO PEÑA, APLICANDO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011 VIGENTE EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO EN EL AÑO 2015.”**, y en tal virtud certifico que conozco al autor del presente trabajo siendo responsable exclusivo tanto en su originalidad, autenticidad, como en su contenido.

D.M. de Quito, Marzo 2015.



Ing. Juan Carlos Moya, Msc

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO

Agradecimiento.....	ii
Autorización de la autoría intelectual.....	iii
Aceptación del tutor.....	iv
Índice de contenidos.....	v
Índice de Figuras.....	viii
Índice de Tablas.....	ix
Resumen.....	xi
Abstract.....	xii
Introducción.....	1
Capítulo I.....	2
1.1 Planteamiento del problema.....	2
1.1.1 El problema.....	4
1.2 Formulación del Problema.....	5
1.3 Preguntas Guía.....	5
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo general.....	6
1.4.2 Objetivos Específicos.....	6
1.5 Hipótesis.....	7
1.6 Definición de las variables.....	7
1.6.1 Variable Independiente.....	7
1.6.2 Variable Dependiente.....	7
1.7 Justificación.....	7
1.8 Definición de términos básicos.....	9
1.9 Estructura General de la tesis.....	10
Capítulo.....	10
Capítulo II.....	11
2. Marco teórico.....	11
2.1 Antecedentes.....	11
2.1.2 Sismos y su Origen.....	12
2.1.3 Sismos en Ecuador.....	15
2.1.4 Sismicidad en el Distrito Metropolitano de Quito.....	17
2.1.4 Diseño Sismo Resistente.....	21

2.1.4.1 Aisladores y Disipadores sísmicos	33
2.4.1.2 Vulnerabilidad sísmica de un edificio	37
2.1.5 Análisis de precios unitarios.....	41
2.2 Fundamento Legal.....	47
Normas sismo resistentes	47
2.2.1 Aspectos generales	47
2.2.2 Espectro de Diseño.....	49
2.2.3 Zonificación	50
2.2.4 Estimación del período fundamental.....	50
Calificación de las irregularidades.....	51
2.2.5 Coeficiente de reducción de la Respuesta.....	51
2.2.6 Distribución de fuerzas en altura	51
2.2.6 Código Ecuatoriano de la Construcción 2002	53
2.2.7 Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011	59
NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)	62
NEC-SE-DS: Cargas Sísmicas: Diseño Sismo Resistente.....	62
NEC-SE-RE: Rehabilitación Sísmica de Estructuras	62
NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones.....	62
NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado.....	62
NEC-SE-MP: Estructuras de Mampostería Estructural	62
2.2.7.1 Geología Local	64
2.2.7.2 Espectro elástico horizontal de Diseño en aceleraciones.....	67
2.2.8 Leyes que sustentan la investigación	70
Capítulo III	71
3. Metodología.....	71
3.1 Tipo de investigación	71
3.2 Métodos de Investigación	72
3.3 Proceso de Observación.....	73
3.3.1 Formulario LMU-21/REE	75
3.3.2 Formulario FEMA-154.....	76
3.4 Modelación en ETABS.....	77
3.5 Cálculo Estructural.....	85
3.5.1 Memoria Descriptiva del caso de estudio	85
3.5.1.1 Descripción de las plantas del Edificio	85
3.5.1.2 Implantación	86
3.5.1.3 Plantas Tipo.....	87

3.5.2 Losa	89
3.5.3 Cargas	89
3.5.4 Secciones de Elementos Estructurales	92
3.5.5 Cargas en Paredes	93
3.6 Cálculo estructural con el CEC 2002	94
3.6.1 Peso del edificio	94
3.6.2 Carga sísmica	96
3.6.3 Período de vibración T	97
3.6.4 Coeficiente C	98
3.6.5 Coeficiente de suelo	98
3.6.6 Carga de sismo para modelos con muros de corte	99
3.6.7 Diseño Espectral de la Estructura	99
3.6.8 Fuerzas laterales	102
3.6.9 Deflexiones	105
3.6.10 Desplazamientos y Derivas de piso	107
3.7 Cálculo estructural con la NEC 2011	112
3.7.1 Corte Basal	114
3.7.2 Período de vibración	117
3.7.3 Aceleración Espectral	118
3.7.4 Cálculo del corte basal	119
3.7.5 Distribución vertical de fuerzas laterales	121
3.7.6 Deflexiones	123
3.7.7 Desplazamientos y derivas	123
3.8 Análisis de precios unitarios	128
3.9 Matriz de operacionalización de variables	129
Capítulo IV	130
4. Análisis de resultados	130
4.1 Análisis comparativo	130
Capítulo VI	139
5. Conclusiones y Recomendaciones	139
5.1 Conclusiones	139
5.2 Recomendaciones	142
Referencias	144
Bibliografía	144
Netgrafía	145
Anexos	147

Formulario LMU-21/REE (ejercicio)	147
Formulario FEMA 154 (ejercicio)	148
Formulario LMU-21/REE (edificio Peña)	149
Formulario FEMA-154 (edificio Peña)	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Deslizamientos en las canteras de Pomasqui (tomado de Ultimas Noticias).....	3
Figura 2: Comparación de escalas sísmicas	14
Figura 3: Terremoto de Ibarra, 16 de Agosto de 1868.....	16
Figura 4: Volcán Puntas, archivo personal	17
Figura 5: Micro zonificación sísmica de suelos de Quito	20
Figura 6: Iglesia de San Francisco, archivo personal	26
Figura 7: Fuerza sísmica en edificios.....	28
Figura 8: Resultante en planta de la fuerza horizontal	28
Figura 9: Excentricidades en edificios (a)	29
Figura 10: Excentricidades en edificios (b)	30
Figura 11: Esfuerzos torsionales en edificios.....	30
Figura 12: Diferentes diseños de edificaciones	31
Figura 13: Recomendaciones de proporciones de cuerpos salientes	31
Figura 14: Momentos volcadores debido a la esbeltez.....	32
Figura 15: Variación brusca de rigidez en edificios.....	32
Figura 16: Mecanismo de piso flexible.....	33
Figura 17: Tipos de aisladores sísmicos.....	34
Figura 18: Desempeño sísmico de aisladores	35
Figura 19: Tipos de disipadores sísmicos.....	36
Figura 20: Desempeño de disipadores sísmicos	36
Figura 21: Hoja de monitoreo visual rápido, determinación de vulnerabilidad sísmica	39
Figura 22: Formulario LMU-21/REE.....	40
Figura 23: Proceso constructivo.....	41
Figura 24: Zonificación sísmica según el CEC 2002	56
Figura 25: Mega sismo de Chile 27/2/2010 (Fuente: El comercio).....	60
Figura 26: Mapa de zonificación sísmica de Ecuador.....	63
Figura 27: Espectro de respuesta elástica de aceleraciones	67
Figura 28: Cadena de determinación de demanda sísmica	69
Figura 29: Irregularidad Vertical en el formulario LMU-21/REE.....	74
Figura 30: Irregularidad en planta en el formulario LMU-21/REE.....	75
Figura 31: Definición del Modelo en ETABS.....	77
Figura 32: Definición de materiales en ETABS.....	78
Figura 33: Modelación de secciones en ETABS.....	79
Figura 34: Modelación tridimensional del edificio en ETABS	80
Figura 35: Modelación de elementos estructurales en ETABS	81
Figura 36: Asignación de cargas en ETABS.....	82
Figura 37: Espectro sísmico en ETABS.....	82
Figura 38: Modos de vibración en ETABS	83

Figura 39: Definición de cargas en ETABS.....	84
Figura 40: Implantación Edificio Peña	86
Figura 41: Subsuelo tipo, n-4.00, N-1.4	87
Figura 42: Losa tipo N+1.2, N+4.05, N+6.90, N+9.75, N+12.60, N+15.45.....	88
Figura 43: Cargas muertas en edificios	90
Figura 44: Distribución de columnas en planta tipo	93
Figura 45: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (CEC 2002)	99
Figura 46: Espectro elástico, CEC 2002	100
Figura 47: Espectro Inelástico CEC 2002	101
Figura 48: Deflexión crítica.....	105
Figura 49: Desplazamiento en el nudo A1	108
Figura 50: Desplazamientos en ETABS.....	109
Figura 51: Configuración recomendada de Φ_{py} y Φ_e , NEC 2011	115
Figura 52: Coeficiente de reducción R, NEC 2011	116
Figura 53: Espectro elástico, NEC 2011	119
Figura 54: Derivas de piso, NEC 2011	124
Figura 55: Gráfico comparativo del Período, NEC vs CEC.	131
Figura 56: Gráfico comparativo coeficiente C_t , NEC vs CEC	131
Figura 57: Gráfico comparativo del factor R, NEC vs CEC	132
Figura 58: Gráfico comparativo corte basal, NEC vs CEC	133
Figura 59: Gráfico comparativo coeficientes C y S_a , NEC vs CEC	133
Figura 60: Gráfico comparativo Fuerza lateral F_x , NEC vs CEC.....	134
Figura 61: Gráfico comparativo deflexión en vigas, NEC vs CEC.....	134
Figura 62: Gráfico comparativo deriva X-X, NEC vs CEC	135
Figura 63: Gráfico comparativo deriva Y-Y, NEC vs CEC	135
Figura 64: Gráfico comparativo U_x , NEC vs CEC.....	136
Figura 65: Gráfico comparativo U_y , NEC vs CEC.....	136
Figura 66: Gráfico comparativo coeficientes C y S_a , NEC vs CEC	137
Figura 67: Comparación del volumen total de concreto	137
Figura 68: Comparación peso total de acero	138
Figura 69: Costo superestructura NEC vs CEC.....	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros del problema de investigación	4
Tabla 2: Tabla 3 del CEC 2002:	58
Tabla 3: Zonas sísmicas y valor de Z	63
Tabla 4: Tipos de suelos en Ecuador.....	64
Tabla 5: Perfil tipo F	65
Tabla 6: F_a , Coeficiente aceleraciones	65
Tabla 7: F_d , coeficiente elástico de desplazamientos	66
Tabla 8: F_s , Coeficiente de comportamiento no lineal	66
Tabla 9: Valores mínimos e derivas en la BEC 2011.....	69
Tabla 10: Carga muerta en losas	90
Tabla 11: Secciones de vigas	92
Tabla 12: Secciones de columnas	92

Tabla 13: Cargas en paredes	93
Tabla 14: Peso del edificio	96
Tabla 15: Datos espectro elástico según CEC 2002	100
Tabla 16: Datos espectro inelástico CEC 2002	101
Tabla 17: Fuerzas laterales por nivel, CEC 2002	104
Tabla 18: Deflexiones CEC 2002	106
Tabla 19: Resumen derivas máximas CEC 2002	110
Tabla 20: Derivas por piso en X, CEC 2002	110
Tabla 21: Derivas por piso en Y, CEC 2002	111
Tabla 22: Secciones y volúmenes de concreto (CEC 2002)	111
Tabla 23: Resumen del acero de refuerzo (CEC 2002)	111
Tabla 24: Peso del edificio, NEC 2011	114
Tabla 25: Resumen de coeficientes	116
Tabla 26: Datos para el espectro elástico, NEC 2011	120
Tabla 27: Fuerzas laterales por piso, NEC 2011	122
Tabla 28: Resumen de deflexiones críticas, NEC 2011	123
Tabla 29: Resumen de derivas máximas, NEC 2011	125
Tabla 30: Derivas por piso en X, NEC 2011	126
Tabla 31: Derivas por piso en Y, NEC 2011	126
Tabla 32: Secciones y volumen de concreto (NEC 2011)	127
Tabla 33: Sección del acero de refuerzo (NEC 2011)	127
Tabla 34: Análisis de precios unitarios CEC 2002	128
Tabla 35: Análisis de precios unitarios NEC 2011	128
Tabla 36: Matriz de operacionalización de variables	129

UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO PEÑA,
APLICANDO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN
2011 VIGENTE EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO EN
EL AÑO 2015.**

Autor: VÁSQUEZ LEÓN, Carlos Andrés

Tutor: Ing. Juan Carlos Moya, Msc.

RESUMEN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 fue puesta en vigencia en el Distrito Metropolitano en Agosto de 2014, luego de varios eventos sísmicos que causaron deslizamientos de taludes, deterioro de viviendas y la pérdida de varias vidas. La NEC 2011 tuvo un largo proceso de socialización entre la comunidad constructiva del Ecuador y fue elaborada por académicos de varias Universidades del país. La retroalimentación sobre la Norma por parte de Ingenieros y Arquitectos fue positiva debido a que prima la seguridad de las edificaciones, lo cual es de gran importancia en un país como el nuestro que se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Pero también existieron comentarios sobre aspectos específicos como la cantidad de acero de refuerzo necesaria, la geometría de elementos estructurales y el incremento del costo de la estructura.

Esta tesis hace un análisis comparativo del desempeño sísmico de una estructura edificada aplicando el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, también analiza la geometría de los elementos estructurales y realiza un análisis de precios unitarios de la superestructura de la edificación que se toma como caso de estudio.

UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANALYSIS OF SEISMIC PERFORMANCE OF PEÑA BUILDING
APPLYING THE ECUADORIAN CONSTRUCTION STANDARD
(NEC) 2011 IN THE METROPOLITAN DISTRICT OF QUITO IN THE
YEAR 2015.**

Author: VÁSQUEZ LEÓN, Carlos Andrés

Tutor: Ing. Juan Carlos Moya, Msc.

ABSTRACT

The Ecuadorian Construction Standard (NEC) 2011 was enacted in the Metropolitan District in August of 2014, after several seismic events which caused landslides slopes, damages in house and the loss of many lives. The NEC 2011 had a long process of socialization between constructive Ecuadorian community and was developed by academics from several universities in the country. Feedback on the Standard from Engineers and Architects were positive because of great importance of seismic safety in a country like ours which is in an area of high seismicity.

But there were also comments on specific aspects such as the amount of iron required, the geometry of structural elements and the increased cost of the structure.

This thesis makes a comparative analysis of the seismic performance of a structure built by applying the Ecuadorian Construction Code (CEC) 2002 and the Ecuadorian Construction Standard (NEC) 2011, also discusses the geometry of the structural elements and performs unit price analysis of the superstructure of the building which is taken as case study.

INTRODUCCIÓN

Los parámetros del diseño sismo resistente se han convertido en una herramienta fundamental para regular la seguridad en las construcciones en el caso de un evento sísmico, especialmente en zonas como en la que se ubica Ecuador.

A lo largo de América del Sur, en países como Chile, Argentina y Perú se establecieron normas constructivas adecuadas para la realidad de dichas regiones y en tal virtud nuestro país también debió actualizar el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 para normar, de una manera moderna, el sector constructivo.

En el año 2011 la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011 fue redactada por un grupo de académicos de varias Universidades del Ecuador y fue socializada en el sector de la construcción en varias ciudades del país y por varios medios, principalmente páginas web. Por ejemplo el portal de la Cámara de la Industria de la Construcción recibió sobre las 500 000 visitas, lo cual manifiesta el interés por conocer los nuevos parámetros contenidos en la misma.

A partir de la vigencia¹ de la NEC 2011 (19 de Agosto de 2014), el sector constructivo ecuatoriano se planteó varias inquietudes, como los nuevos costos que tendrían las construcciones, debido a los parámetros sismo resistentes, la nueva geometría mínima de los elementos estructurales y los parámetros al usar concreto o acero en la estructura de las edificaciones.

La presente investigación nace con el afán de realizar análisis comparativos de derivas, desplazamientos, geometría de elementos estructurales y precios unitarios de la superestructura de una edificación, construida siguiendo los parámetros del Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, repitiendo el proceso de cálculo estructural sismo resistente contemplado en la NEC 2011.

¹ Mediante acuerdo Ministerial N0028 del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

CAPÍTULO I

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

“Lo que uno quiere aprender de la vida, sugiere como debe vivirla”

Eileen Trauth

La ciudad de Quito se encuentra ubicada en una zona sísmica rodeado de volcanes y con varias fallas tectónicas cruzando sectores urbanos y rurales del Distrito Metropolitano, a pesar de ello un alto número de edificaciones no cuentan con un diseño estructural que respete los parámetros sísmicos mínimos. La mayoría de dichas edificaciones corresponden a domicilios de dos o tres pisos construidas incluso en sectores de riesgo como laderas o quebradas. El riesgo que en un mediano o largo plazo se presente un sismo de considerable magnitud agrava esta situación.

El 12 de Agosto del 2014 un sismo de 5.1 en la escala de Richter sacudió a la capital del Ecuador, el epicentro se ubicó en la parroquia de Calderón y se produjeron varias réplicas con magnitudes de hasta 4.7 durante los días subsiguientes.

El movimiento telúrico fue catalogado como de mediana intensidad, sin embargo produjo el deslizamiento de taludes en el sector de las canteras de la loma Catequilla y en el tramo de la autopista 35 comprendido entre el puente de Guayllabamba y el desvío al aeropuerto en Coyas. Varios domicilios fueron afectados con paredes agrietadas o derrumbadas, principalmente en barrios del norte de la ciudad y lamentablemente 4 personas fallecidas.

El sismo causó gran alarma entre los habitantes de los barrios del norte del Distrito Metropolitano de Quito, debido a que se presentaron daños menores en varios domicilios, como grietas y asentamientos. La iglesia de Calderón sufrió el colapso

de una de sus paredes y la caída de varios elementos decorativos que se encontraban en el segundo piso.

Los sismos mencionados fueron registrados en video, por cámaras de vigilancia y teléfonos celulares y presentados posteriormente en varios noticieros de televisión. Actualmente esos archivos digitales se pueden encontrar libremente en servidores de video, como YouTube y Vimeo².



Figura 1: Deslizamientos en las canteras de Pomasqui (tomado de Últimas Noticias)

El 18 de Agosto de 2014 el Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, Diego Aulestia, informó en rueda de prensa que la Norma Ecuatoriana de la Construcción entraría en vigencia de manera inmediata. El Ministro manifestó que dicha disposición responde a los eventos suscitados en el Distrito Metropolitano de Quito en los días anteriores y a un estudio que presenta datos alarmantes con respecto a la construcción en Quito. Dicho informe señala que de las 145000 viviendas que estaban en construcción desde 2010 en la capital, apenas 40000 cuentan con los permisos municipales, esto implica que el 73% de dichas construcciones podrían no tener un diseño sismo resistente apropiado.

La vigencia de la NEC 2011 planteó varias inquietudes en el sector constructivo, las mismas que se han repetido desde el proceso de socialización de la Norma. Las principales inquietudes giran en torno a la geometría que tendrán los

² YouTube y Vimeo son reproductores de video en línea basado en Adobe Flash.

elementos estructurales con los nuevos parámetros y de igual manera el incremento del costo de las edificaciones.

Las inquietudes también se focalizan a las edificaciones que han sido construidas bajo los parámetros del Código anterior y sus desventajas frente a los nuevos edificios que seguirán la normativa vigente.

En la prensa local, mediante entrevistas a expertos, se ha establecido que los costos podrían incrementarse hasta en un 20% y que los elementos estructurales, columnas, vigas y cimentación, se deberían incrementar en al menos 10% de su geometría usual. Sin embargo no se ha elaborado un estudio formal sobre estas conjeturas.

1.1.1 EL PROBLEMA.

La falta de un estudio que compare el desempeño sísmico de las edificaciones, siguiendo los parámetros del CEC 2002 y la NEC 2011, hace que se hagan suposiciones con los nuevos costos que tendrán las estructuras y por ende la información que se transmite a la población no podría ser la correcta, generándose incluso especulación de materiales como varillas de acero y cemento, en espera que empiecen a ser aprobados los planos y las memorias técnicas de nuevos edificios diseñados bajo la NEC 2011

Otro aspecto que preocupa, especialmente a los arquitectos, es el cambio de la geometría de los elementos estructurales de pisos de subsuelo, que suelen diseñarse para parqueaderos, debido a que al ser las columnas y las vigas de mayor tamaño según la nueva Norma, esto determinaría una distribución diferente y mayor área de construcción para que dichos pisos cumplan con la función prevista.

Los parámetros sismo resistentes indican los tamaños máximos de las derivas y deflexiones para que la estructura, ante un evento sísmico de magnitud considerable, mantenga un nivel de seguridad óptimo para su evacuación. Los valores de las derivas, tanto del CEC 2002 y de la NEC 2011, deberían tener un rango de diferencia. De igual manera no existe un estudio que analice estas cifras.

Situación	Realidad	Espacio	Tiempo
Diseño sismo resistente	Edificación construida con parámetros no vigentes	Distrito Metropolitano de Quito	Años 2014 y 2015

TABLA 1: PARÁMETROS DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cómo incide la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 en el diseño sismo resistente de una edificación construida con los anteriores parámetros?

1.3 PREGUNTAS GUÍA

- ¿Es el Distrito Metropolitano de Quito una ciudad con alto riesgo sísmico?
- ¿Cómo se determina la vulnerabilidad sísmica de un edificio en el Distrito Metropolitano de Quito?
- ¿Cómo varía el cálculo estructural del edificio parametrizado con el CEC 2002, con el cálculo utilizando la NEC 2011?
- ¿Cómo afectan los nuevos parámetros sismo resistentes las derivas y desplazamientos de la edificación?
- ¿Cómo se ha desarrollado la implementación de la NEC 2011 hasta el momento?

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar el desempeño sísmico del edificio Peña aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 vigente en el Distrito Metropolitano de Quito en el año 2015.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar la vulnerabilidad sísmica del caso de estudio, utilizando herramientas específicas de recopilación de datos.
- Replicar el cálculo estructural original del caso de estudio, aplicando el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con herramientas computacionales actuales (ETABS y AutoCAD 14).
- Determinar la variación de derivas, desplazamientos y geometría de elementos estructurales en cada cálculo.
- Realizar el análisis de precios unitarios de la superestructura de la edificación y comparar los costos al aplicar los dos parámetros sismo resistentes ecuatorianos.

1.5 HIPÓTESIS

La aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 en un edificio construido siguiendo los parámetros sísmo resistentes del Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, modifica la geometría de sus elementos estructurales, desplazamientos, derivas de piso e incrementa su costo.

1.6 DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES

1.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

La aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 enfatizando en los desplazamientos y derivas de piso.

1.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Diseño estructural del Edificio Peña, de seis pisos y dos subterráneos.

1.7 JUSTIFICACIÓN

El mega sismo de Chile del 27 de febrero de 2010 tuvo una magnitud de 8.8 y que dejó más de 500 muertos y pérdidas económicas estimadas en treinta mil millones de dólares³. Este evento percató a las principales autoridades del gobierno de Ecuador sobre de la posibilidad que un sismo de iguales magnitudes ocurra en nuestro país, considerando que las pérdidas que tendríamos por un evento de esta magnitud serían el doble o el triple de lo que pasó en esa región.

Esta preocupación en las autoridades ecuatorianas dio origen a la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción de 2010 y es así como el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 es creado mediante el Decreto Ejecutivo N° 705 del 24 de marzo de 2011 y está integrado por el Ministro de Vivienda, quien lo preside y los miembros representantes de: Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, Secretaría Nacional de Educación Superior, Ciencia y Tecnología e Innovación, Asociación de Municipalidades del Ecuador, Facultades de Ingeniería de las Universidades y Escuelas Politécnicas, Cámaras de la Construcción y Ministerio de Seguridad.

³ Aguiar, 2010; Universidad de Chile, 2012

La presente investigación se basa en la obligatoriedad de la aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 en el diseño sísmo resistente de las edificaciones brindando un rango de seguridad apropiado para la zona sísmica en la que el Ecuador se encuentra, con el fin de minimizar la pérdida de vidas humanas en un evento sísmico de considerable magnitud.

Las construcciones informales que no cuentan con los permisos municipales requeridos y que no se someten a una fiscalización ni supervisión rigurosa en el proceso constructivo, son consideradas de alto riesgo para la comunidad, principalmente debido a la zona netamente sísmica en la que se encuentra el Distrito Metropolitano de Quito, rodeado de volcanes activos y por cuyo territorio cruzan fallas geológicas.

La aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 es obligatoria según el Acuerdo Ministerial 0028 del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y parametriza varios aspectos a considerar en el diseño de una edificación. La Norma recomienda a los arquitectos a diseñar edificaciones tomando en cuenta que las formas y volúmenes de los mismos inciden directamente en el comportamiento sísmico de la estructura. La NEC 2011 regula las propuestas estructurales que los ingenieros elaboran para aplicar la que mejor se acople al presupuesto del constructor y que el diseño final sea el resultado de una evaluación técnica y económica de estas alternativas que aseguren el comportamiento sísmo resistente al menor costo posible.

Los ingenieros tienen a su alcance poderosas herramientas computacionales que facilitan en gran medida el diseño de una estructura, es imprescindible que dichas herramientas se utilicen con el criterio profesional necesario para lograr estructuras eficientes, eficaces y seguras, que garanticen la integridad de los ocupantes de las mismas.

El análisis de precios unitarios de la estructura de una edificación y su variación, dependiendo de la aplicación de la NEC 2011 y de los materiales de construcción, muestra claramente la relación costo – beneficio de la edificación, proporcionando los datos necesarios al diseñador, constructor y fiscalizador sobre los requerimientos mínimos de calidad y seguridad de los componentes estructurales.

1.8 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- *Norma*. Se define como el principio que se impone o se adopta para dirigir la conducta o la correcta realización de una acción o el correcto desarrollo de una actividad.
- *Edificación*. Nombre genérico con que se designa cualquier construcción de grandes dimensiones fabricada con piedra o materiales resistentes y que está destinada a servir de espacio para el desarrollo de una actividad humana.
- *Deriva*. Deflexión horizontal relativa entre pisos consecutivos.
- *Desplazamiento*. Longitud que una edificación se traslada medida desde un punto de referencia original.
- *Sismo resistente*. Propiedad o atributo con la que se dota a una edificación, mediante la aplicación de técnicas de diseño de su configuración geométrica y la incorporación en su constitución física, de componentes estructurales especiales que la capacitan para resistir las fuerzas que se presentan durante un movimiento sísmico, lo que se traduce en protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo.
- *Amenaza sísmica*. Es la probabilidad de que ocurra un sismo en un sitio en un período de tiempo con una magnitud determinada.
- *Vulnerabilidad sísmica*. Es la cuantificación del buen o mal comportamiento que tendrán las construcciones cuando se presenta un sismo.
- *Riesgo sísmico*. Es la probabilidad de pérdida de vidas humanas o pérdidas materiales irreparables por la ocurrencia de un sismo en un sitio y tiempo determinados.

1.9 ESTRUCTURA GENERAL DE LA TESIS

CAPÍTULO I

- Formulación del problema
- Preguntas guía
- Objetivo general
- Objetivos específicos
- Hipótesis
- Variables
- Justificación
- Términos básicos
- Capítulo II
 - Marco teórico
 - Antecedentes
 - Diseño sismo resistente
 - Herramientas de cálculo computacionales actuales.
 - Marco Legal
 - Código de la Construcción Ecuatoriana 2000, parámetros sísmicos
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011, parámetros sísmicos.
- Capítulo III
 - Metodología
 - Diseño de la investigación
 - Enfoque dominante de la investigación.
 - Técnicas e instrumentos de recolección de datos
 - Caso de estudio, parámetros bajo los que fue edificado.
 - Cálculo estructural, aplicando los parámetros sismo resistentes de las dos normativas
 - Análisis de precios unitarios
- Capítulo IV
 - Análisis de los resultados
 - Tablas comparativas de coeficientes y precios entre el CEC 2002 y la NEC 2011
 - Gráficos estadísticos
 - Interpretación de resultados
- Capítulo V
 - Conclusiones y recomendaciones

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

“Además de no saber cuándo azotará un terremoto, no sabemos de qué clase será o cuáles serán los edificios más afectados. Eso dificulta establecer reglas de seguridad.”

Profesor Motohiko Hakuno, Investigación de Terremotos de la Universidad de Tokio.

2.1 ANTECEDENTES

Ecuador se encuentra en una de las zonas sísmicas más activas y peligrosas del mundo, con varias fallas geológicas que cruzan el territorio continental e insular y poblado de volcanes activos que de cuando en cuando hacen sentir su poderío. El riesgo sísmico del Ecuador es considerado como alto por lo que la implementación de parámetros sísmo resistentes en las edificaciones es indispensable. En el Distrito Metropolitano de Quito existe una gran cantidad de construcciones informales que no respetan los requisitos mínimos para que una vivienda o edificio sea considerado seguro ante un sismo de magnitud considerable, como se prevé que ocurrirá a mediano y largo plazo.

“Es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas en forma adecuada.”⁴ Esta frase nos hace entender la gran responsabilidad que tienen los ingenieros estructurales al diseñar edificaciones que brinden la seguridad máxima para permitir su evacuación de una manera segura luego de un evento sísmico de gran magnitud.

En el continente americano se han sentido sismos de importante magnitud en los últimos años, como en Haití en el 2010, Perú en 2014 y Chile en 2010, que causaron pérdida de vidas, daños materiales millonarios y pánico generalizado. Estos eventos nos hacen preguntarnos: ¿Cuándo tendremos un sismo similar en Ecuador?

⁴ Análisis sísmico de edificios, Aguiar Roberto

2.1.2 SISMOS Y SU ORIGEN

Un sismo es un temblor o una sacudida de la tierra por causas internas. El término es sinónimo de terremoto o seísmo, aunque en algunas regiones geográficas los conceptos de sismo o seísmo se utilizan para hacer referencia a temblores de menor intensidad que un terremoto. El origen de los sismos se deben principalmente a tres causas⁵, que determinan además su tipo:

a) Sismos Tectónicos.- Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas. Se han definido dos clases de estos sismos: Los inter placa, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre las placas, de la manera descrita anteriormente, y los intra placa que se presentan lejos de los límites de placas conocidos. Estos sismos, resultado de la deformación continental por el choque entre placas, son mucho menos frecuentes que los inter placa y, generalmente de menos magnitud. Un tipo particular de sismos inter placa son llamados locales, que son producto de deformaciones de los materiales terrestres debido a la concentración de fuerzas en una región limitada.

b) Sismos Volcánicos.- Estos acompañan a las erupciones volcánicas y son ocasionadas principalmente por el fracturamiento de rocas debido al movimiento del magma. Este tipo de sismos generalmente no llegan a ser tan grandes como los anteriores.

c) Sismos de Colapso.- Son los producidos por derrumbamiento del techo de cavernas y minas. Generalmente estos sismos ocurren cerca de la superficie y se llegan a sentir en un área reducida.

Un sismo tiene su origen en el Hipocentro, literalmente "bajo el centro", del griego *υπόκεντρον*. Es el lugar del interior de la Tierra donde un terremoto se origina, dando lugar a las ondas sísmicas.

El epicentro en cambio es el punto de la superficie de la Tierra que está directamente por encima del hipocentro.

La intensidad de los sismos depende de varios factores, como la energía del terremoto, la distancia de la falla donde se produjo el terremoto, la forma como las ondas llegan al sitio en que se registra (oblicua, perpendicular), las características geológicas del material subyacente del sitio donde se registra la Intensidad y cómo la población sintió o dejó registros del terremoto.

⁵ Clasificación según Cinna Lomnitz, en su libro "El próximo sismo en la ciudad de México"

La magnitud sísmica es la medida de la energía liberada durante el sismo, y es proporcional a la longitud de la onda detectada por el sismógrafo. La magnitud es medida a través de la escala de Mercalli o de Richter.

La Escala de Mercalli es una escala de 12 grados desarrollada para evaluar la intensidad de los terremotos a través de los efectos y daños causados a distintas estructuras. Debe su nombre al físico italiano Giuseppe Mercalli.

La escala de Mercalli se basó en la simple escala de diez grados formulada por Michele Stefano Conte de Rossi y François-Alphonse Forel. La escala de Rossi-Forel era una de las primeras escalas sísmicas para medir la intensidad de eventos sísmicos. Fue revisada por el vulcanólogo italiano Giuseppe Mercalli en 1884 y 1906.

En 1902 el físico italiano Adolfo Cancani amplió la escala de Mercalli de diez a doce grados. Más tarde la escala fue completamente reformulada por el geofísico alemán August Heinrich Sieberg y se conocía como la escala de Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS). La escala de Mercalli-Cancani-Sieberg fue posteriormente modificada por Harry O. Wood y Frank Neumann en 1931 como la escala de Mercalli-Wood-Neumann (MWN). Finalmente fue mejorada por Charles Richter, también conocido como el autor de otra escala sismológica, la escala de Richter, que mide la magnitud de la energía liberada durante un sismo.

En la actualidad la escala se conoce como la Escala de Mercalli Modificada, comúnmente abreviado MM.

La escala sismológica de Richter, también conocida como escala de magnitud local (ML), es una escala logarítmica arbitraria que asigna un número para cuantificar el efecto de un terremoto, denominada así en honor del sismólogo estadounidense Charles Richter (1900-1985). Es una escala que crece en forma potencial o semi logarítmica, de manera que cada punto de aumento puede significar un aumento de energía diez o más veces mayor. Una magnitud 4 no es el doble de 2, sino que 100 veces mayor.

Richter calculó que la magnitud de un terremoto o sismo puede ser medida conociendo el tiempo transcurrido entre la aparición de las ondas P y las ondas S, y la amplitud de éstas. Las primeras hacen vibrar el medio en la misma dirección que la del desplazamiento de la onda, son ondas de compresión y expansión. De velocidad de propagación muy rápida (de 5 a 11 km/s), son las primeras en aparecer en un sismograma. A continuación, llegan las llamadas ondas S, que hacen vibrar el medio terrestre en sentido perpendicular a la dirección de su desplazamiento.

Basándose en estos hechos, Richter desarrolló la siguiente ecuación:

$$M = \log A + 3 \log(8\Delta t) - 2.92$$

Dónde:

A = amplitud de las ondas en milímetros, tomada directamente en el sismograma.

Δt = tiempo en segundos desde el inicio de las ondas P al de las ondas S.

M = magnitud arbitraria pero constante a terremotos que liberan la misma cantidad de energía.

La comparación entre las dos escalas se puede apreciar en el siguiente gráfico:

Escala Richter de magnitud	Escala de Intensidad de Mercalli Mod.	Nº de sismos por año	Efecto en áreas pobladas
< 3,4	I	800 000	Registrado solo por sismógrafos
3,5 - 4,2	II e III	30 000	Sentido por algunas personas
4,3 - 4,8	IV	4800	Sentido por muchas personas
4,9 - 5,4	V	1400	Sentido por toda la gente
5,5 - 6,1	VI e VII	500	Pequeños daños en edificios
6,2 - 6,95	VIII e IX	100	Muchos daños en edificios
7,0 - 7,3	X	15	Daños profundos. Fracturas en paredes
7,4 - 7,9	XI	4	Grandes daños. Colapso de edificios
> 8	XII	1 entre 5 y 10 años	Destrucción total. Topografía alterada

FIGURA 2: COMPARACIÓN DE ESCALAS SÍSMICAS⁶

⁶ Tomado de <https://preguntastontas.com/que-diferencia-hay-entre-richter-y-mercalli/>

2.1.3 SISMOS EN ECUADOR

La historia sísmica de nuestro país empieza a documentarse el 31 de Agosto de 1587, luego de un fuerte evento sentido en las inmediaciones de Quito.

Los emisarios que fueron enviados a San Antonio de Pichincha escribieron un breve reporte que reposa en los archivos municipales, en el que se resume las versiones de los lugareños: *“En San Antonio de Pichincha y pueblos vecinos: gran destrucción. Grandes y profundas grietas por las que brotó agua negra y de mal olor. En Guayllabamba: enormes grietas. En Cayambe se desplomaron muchas casas. Desbordamiento e inundaciones en el lago San Pablo. Las crónicas dicen que el sismo “duró como media hora”: se deduce que se produjeron gran número de réplicas inmediatas. Continuaron las réplicas por varios días. Más de 160 muertos”*⁷.

El Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional, a través de su página web⁸, recoge los datos de los sismos ocurridos en el país, en una gran lista que incluye ubicación aproximada, para sismos antiguos, y ubicación exacta geo referenciada, para sismos actuales, además de datos como magnitud, profundidad, aceleración y reporte de daños.

De esta lista se puede destacar los siguientes sismos de importante magnitud en años recientes:

- 1949, agosto, Ambato, magnitud 6.8 en escala Richter, destrucción parcial de la ciudad, más de 5000 muertes.
- 1976, enero, Latacunga, magnitud 6 en escala de Mercalli, daños en casas.
- 1976, abril, Esmeraldas, magnitud 6.8 en escala de Mercalli, daños serios en casas.
- 1987, Baeza, magnitudes 6.1 y 6.9 en escala Richter, daños severos es el oleoducto ecuatoriano, daños en edificaciones en Baeza, Cuyuja, Ibarra y Otavalo.
- 1996, Pujilí, magnitud 5.7 en escala de Richter, ocasionó 16 muertes.
- 1998, 4 de Agosto, Bahía de Caráquez, magnitudes 5.1 y 7.1, destrucción parcial de la ciudad y poblaciones aledañas.

Al año se detectan alrededor de 10000 sismos en el Ecuador, de hasta 4 en escala de Richter, según datos de esta misma página web, muchos de los cuales tienen incidencia local muy específica, por ejemplo en sectores aledaños al volcán Tungurahua, Reventador y Chiles, entre otros.

⁷ Del libro “La lagartija que abrió la calle Mejía” de Luciano Andrade Marín

⁸ <http://www.igepon.edu.ec/>

En el estudio “Sismicidad histórica del Ecuador, cálculo de aceleraciones máximas, energía sísmica liberada y estimación de peligro sísmico”⁹ publicado por la Escuela Politécnica Nacional en 2004, se determina que en el período comprendido entre 1541 a 1999 se registraron 37 terremotos de magnitudes destructivas, siendo el mayor el ocurrido en 1797 con una magnitud de 11 en escala de Mercalli, en Nariño, actualmente territorio colombiano. En dicho evento sísmico se produjeron daños severos en poblaciones aledañas y muertes no cuantificadas, además de la alteración de la topografía del sector debido a deslizamiento de taludes en varios accidentes geográficos.

Según el Dr. Roberto Aguiar ¹⁰en los próximos 16 a 25 años se espera que se presente un sismo de magnitud 8 en el territorio nacional.



FIGURA 3: TERREMOTO DE IBARRA, 16 DE AGOSTO DE 1868¹¹

⁹ Autores: Correa Cristian, Hinojosa Dayanara y Taipe Mercedes

¹⁰ En su libro: “Análisis sísmico de edificios”

¹¹ Fuente: Archivo histórico de Ibarra

2.1.4 SISMICIDAD EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO

En Agosto de 2014 se presentaron una serie de sismos de mediana magnitud en el Distrito Metropolitano de Quito, que tuvieron decenas de réplicas y alertaron a la ciudadanía. El diario el Comercio¹², en tal coyuntura, publicó un artículo sobre los sismos más importantes ocurridos en la capital del Ecuador.

El vulcanólogo Hugo Yepes, autor de dicho artículo, hace una breve reseña sísmológica de la ciudad, empezando por el sismo del 10 de Agosto de 1990. En ese evento telúrico se registraron fracturas de paredes y caídas de tapias de adobe en un radio de 12 Km alrededor de Pomasqui y tuvo una intensidad de 5.3 en escala de Richter.

El sismo mencionado junto con los sismos y réplicas sentidas durante agosto del 2014 están relacionados entre sí debido a que se ocasionan en la estructura geológica conocida como “sistema de fallas de Quito” y que corre por la subcordillera oriental de la capital, que separa a la ciudad de los valles. Esta pequeña cadena montañosa se conforma por los montes de El Tablón, volcán Puntas, Bellavista, la Bota, Catequilla y llegan hasta Calderón.

El tipo de falla que cruza la ciudad es de tipo inversa, es decir que: “... *uno de los bloques (el de Quito) se levanta respecto del otro (los valles) en contra de la fuerza de gravedad por fuerzas de compresión tectónica que empujan al continente desde el Occidente*”, según como consta en el mismo artículo.



FIGURA 4: VOLCÁN PUNTAS, ARCHIVO PERSONAL

¹² Edición del 15 de Agosto de 2014, autor Hugo Yepes

El 16 de mayo de 1923 se produjo un temblor que dejó acentuados daños en las iglesias de Quito. Se presume que el epicentro en esa ocasión se encontró más hacia el centro de la falla, en el segmento de Lumbisí.

Coincidentalmente en agosto, el día 9 del año 1938, un fuerte temblor sacudió el Valle de los Chillos, especialmente a Alangasí, Sangolquí y el Tingo, sin que pueda descartarse que también se trate de una ramificación oriental del sistema de fallas de Quito.

En 1787 se produce un sismo de mediana magnitud, sin mayor documentación y en 1755 se reporta un evento que sale del patrón típico de comportamiento de los sismos de la falla de Quito que empiezan con un movimiento fuerte y súbito seguido de réplicas menores por varios días.

El 26 de abril de dicho año empiezan los quiteños a sentir temblores frecuentes y fuertes que causan temor y ciertos desperfectos. Pero es el 28 de abril, es decir dos días después de haber empezado la secuencia sísmica, que se suelta gran parte de la energía acumulada y daña todos los templos y casas de Quito, provocando que muchos habitantes salgan de la ciudad buscando protección en el campo. Al no haberse reportado otros estragos en pueblos circundantes, es plausible suponer que fue nuevamente la falla de Quito la causante de estos efectos. Las réplicas perduraron al menos por ocho semanas más.

En 1662 hay posiblemente otro evento atribuible a la falla de Quito. En la fachada de la iglesia de San Agustín se lee: “Año de 1660, rebentó ¹³ el volcán de Pichincha. Año de 1662, ocurrió el terremoto”, aunque su relación temporal cercana con la erupción del Guagua Pichincha y la descripción de un deslizamiento importante en el Sincholagua por esas épocas hacen dudar sobre el origen del mencionado sismo que dañó nuevamente iglesias y viviendas.

Finalmente, o más propiamente para iniciar la historia sísmica de la ciudad, está el terremoto de 1587, nuevamente en agosto, cuando “no vino el temblor avisándonos..., sin ruido; duró obra de dos o tres credos, que si más duraba no quedaba casa ni pared enhiesta” ¹⁴ y que estuvo ubicado en el extremo norte de la falla. Investigaciones últimas de sismología histórica le atribuyen una magnitud alrededor de 6.4 ¹⁵ lo que lo hace cerca de 100 veces más poderoso que el registrado el día 12 de agosto de 2014.

En definitiva, en todos los siglos a excepción del XIX, hay uno o más sismos con características alarmantes o destructoras en el sistema de fallas geológicas de

¹³ Transcripción exacta del texto, escrito en español colonial

¹⁴ Según el padre Provincial de la Compañía de Jesús Juan de Atienza (Burgos, H)

¹⁵ Beauval, Yepes y otros

Quito, siendo el temblor de este agosto de 2014 solo una muestra del verdadero potencial sísmico que tienen estas fallas.

Los eventos sísmicos de Agosto de 2014 levantaron varias conjeturas sobre los mismos que se vieron reflejadas en las redes sociales, que solo lograron desinformar a la ciudadanía. Una de ellas decía que los sismos se replicarán en Agosto del 2015 pero con mayor fuerza y pedía a los habitantes que traten de vender sus propiedades en Pomasqui, La Pampa, San Antonio y Calderón.

Otra conjetura decía que los trabajos realizados en la estación El Labrador del Metro de Quito habían llegado hasta el sistema de fallas de la capital y había alterado su estructura, debilitándola y produciendo los sismos. Este rumor en cambio instaba a los directivos municipales a frenar las obras del proyecto del Metro.

Se habló también del cambio de clima que se presentó en las semanas de los eventos sísmicos, en vista que luego de un verano caluroso de dos o tres semanas consecutivas llegaron fuertes lluvias e incluso tormentas de granizo en Quito.

Alexandra Alvarado, directora del Instituto de Geofísica de la Politécnica Nacional, en entrevista para el Diario El Telégrafo ¹⁶ desmintió todas esas versiones que circularon por redes sociales y aclaró que los sismos y sus réplicas se deben al acomodamiento de las placas del sistema de fallas de Quito. Se explicó que la falla se encuentra a una profundidad promedio de 10 km bajo la ciudad y no tiene que ver en nada con los 60 metros a los que se construye el Metro.

En dicha entrevista también se aclaró que los sismos producidos por esta falla no se relacionan con la actividad volcánica del Pichincha y no significan un anuncio de una eventual erupción del mismo.

El Distrito Metropolitano de Quito, entonces, no tiene una sismicidad uniforme. Debido al sistema de fallas de Quito la zona norte de la ciudad tienen una mayor preponderancia a sufrir eventos sísmicos, por lo que una microzonificación era necesaria para contar con datos más certeros que permitan mejorar los diseños sismo resistentes de las estructuras.

El Dr. Roberto Aguiar, catedrático de la Escuela Politécnica del Ejército, en 2013 publicó su estudio "Microzonificación sísmica de Quito" ¹⁷, que analiza las distintas fallas de la ciudad, los eventos sísmicos registrados y datos arrojados por sismógrafos y otros aparatos técnicos ubicados en distintos sectores de la urbe.

¹⁶ Edición del 13 de Agosto de 2014

¹⁷ Publicada por CEINCI -ESPE

Se concluye que el promedio de aceleración sísmica A_0 en Quito es de 0.4g, lo que le coloca en un alto rango de peligrosidad, siendo 0.5g el más alto del Ecuador y está ubicado en la costa ecuatoriana.

En el estudio de microzonificación se tomó en cuenta además el tipo de suelo que se encuentra a lo largo de la ciudad y los períodos de retorno de sismo, que con una certeza del 10% es de 50 años.

El análisis del Dr. Roberto Aguiar se fundamenta en gran parte a los estudios realizados por técnicos expertos en la fase de factibilidad del proyecto del Metro de Quito.

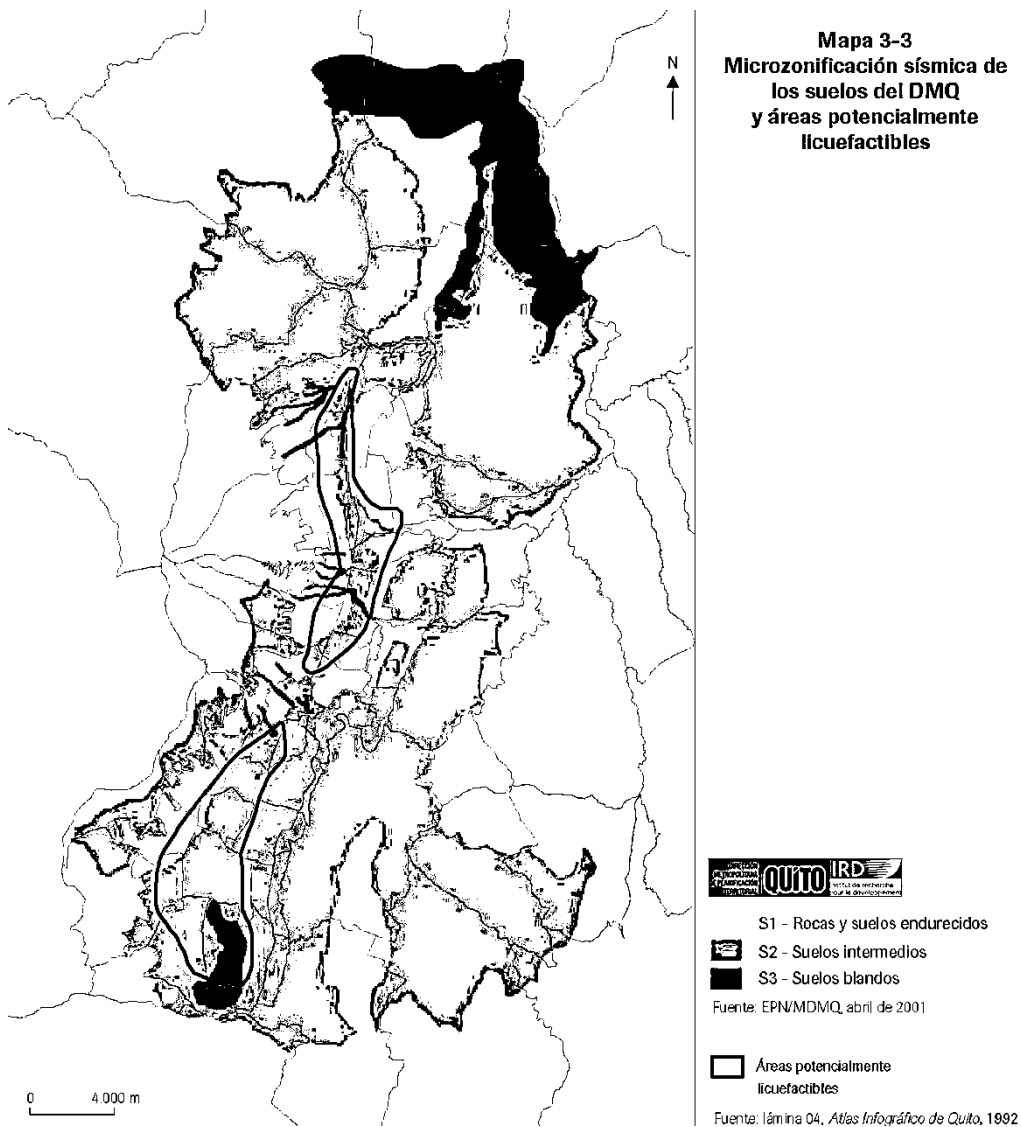


FIGURA 5: MICRO ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE SUELOS DE QUITO

2.1.4 DISEÑO SISMO RESISTENTE

El diseño sismo resistente de las estructuras tiene su fundamento en la necesidad de construir edificaciones que soporten eventos sísmicos sin colapsar para que puedan ser evacuadas con la seguridad del caso. Es importante definir los términos que se relacionan a este tipo de diseño estructural:

- *Amenaza sísmica.* Es la probabilidad de que ocurra un sismo en un sitio en un período de tiempo con una magnitud determinada.
- *Vulnerabilidad sísmica.* Es la cuantificación del buen o mal comportamiento que tendrán las construcciones cuando se presenta un sismo.
- *Riesgo sísmico.* Es la probabilidad de pérdida de vidas humanas o pérdidas materiales irreparables por la ocurrencia de un sismo en un sitio y tiempo determinados.

Se dice que una edificación es sismo resistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes. Aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños. Por esta razón no existen edificios totalmente sismo resistentes. Sin embargo, la sismo resistencia es una propiedad o capacidad que se dota a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan. Aunque se presenten daños, en el caso de un sismo muy fuerte, una edificación sismo resistente no colapsará y contribuirá a que no haya pérdidas de vidas y pérdida total de la propiedad.

El diseño sismo resistente se basa en:

- Proteger la vida de las personas.
- Asegurar la continuidad de los servicios vitales.
- Minimizar los daños a las construcciones.

En función a lo anterior se establecen los siguientes principios:

- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos leves sin daños.
- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos moderados sin daños estructurales pero con la posibilidad de presentarse daños leves en

elementos no estructurales (muros divisorios, fachadas, ventanas, puertas, acabados diversos, etc.), pero factibles de reparar a costos razonables.

- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos fuertes e intensos (severos) sin colapsar aunque con la posibilidad de presentarse daños estructurales importantes que pueden ser o no factibles de reparar.
- Existe la remota posibilidad de que se presente una acción sísmica extraordinaria no contemplada en los estudios de amenaza sísmica que pueda exceder todas las previsiones indicadas en las normas.

El diseño sismo resistente provee a la estructura de seguridad ante eventos sísmicos pero para ello se deben cumplir normativas básicas, que se deben considerar desde el estudio de suelos, pasando por el diseño arquitectónico hasta la elección de materiales de construcción.

Una estructura diseñada con preceptos sismo resistentes tiene una geometría sencilla en planta y en elevación. Las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo. Una geometría irregular favorece que la estructura sufra torsión o que intente girar en forma desordenada. La falta de uniformidad facilita que en algunas esquinas se presenten intensas concentraciones de fuerza, que pueden ser difíciles de resistir.

Cuanto más liviana sea la edificación menor será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurre un terremoto. Grandes masas o pesos se mueven con mayor severidad al ser sacudidas por un sismo y, por lo tanto, la exigencia de la fuerza actuante será mayor sobre los componentes de la edificación. Cuando la cubierta de una edificación es muy pesada, por ejemplo, ésta se moverá como un péndulo invertido causando esfuerzos tensiones muy severas en los elementos sobre los cuales está soportada.

Es deseable que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo. Una estructura flexible o poco sólida al deformarse exageradamente favorece que se presenten daños en paredes o divisiones no estructurales, acabados arquitectónicos e instalaciones que usualmente son elementos frágiles que no soportan mayores distorsiones.

Las edificaciones deben ser firmes y conservar el equilibrio cuando son sometidas a las vibraciones de un terremoto. Estructuras poco sólidas e inestables se pueden volcar o deslizar en caso de una cimentación deficiente. La falta de estabilidad y rigidez favorece que edificaciones vecinas se golpeen en forma perjudicial si no existe una suficiente separación entre ellas.

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.

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.

Los materiales deben ser de buena calidad para garantizar una adecuada resistencia y capacidad de la estructura para absorber y disipar la energía que el sismo le otorga a la edificación cuando se sacude. Materiales frágiles, poco resistentes, con discontinuidades se rompen fácilmente ante la acción de un terremoto. Muros o paredes de tapia de tierra o adobe, de ladrillo o bloque sin refuerzo, sin vigas y columnas, son muy peligrosos.

Una estructura sismo resistente debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe fácilmente al iniciarse su deformación por la acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar súbitamente.

Los componentes no estructurales como tabiques divisorios, acabados arquitectónicos, fachadas, ventanas, e instalaciones deben estar bien adheridos o conectados y no deben interaccionar con la estructura. Si no están bien conectados se desprenderán fácilmente en caso de un sismo.

La falta de simetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto provocará torsión en planta. A medida que más simétrico es el edificio, disminuyen el riesgo de concentración de esfuerzos, el momento torsor en planta y el comportamiento de la estructura es más predecible.

La asimetría tiende a concentrar esfuerzos, el ejemplo más común es el caso de las esquinas interiores. Aunque un edificio simétrico puede tener esquinas interiores como es el caso de las plantas en cruz. En este caso la planta del edificio es simétrica pero no es una planta regular.

Existe simetría estructural si el centro de masa y el centro de rigidez coinciden en la planta. La simetría es conveniente también a la forma del edificio sino también a la distribución de la estructura. La experiencia de edificios con daños severos en terremotos mostró casos en que la asimetría estructural fue la causa del daño

severo o el colapso de la estructura. Este fenómeno se apreció de manera clara en edificios asimétricos que colapsaron en el Distrito Federal de México en 1985.¹⁸

La altura de un edificio influye directamente en el periodo de oscilación, si aumenta la altura aumenta el periodo. Si un edificio alto tiene un periodo cercano a 2 segundos es probable que su aceleración sea menor que un edificio más bajo, de 5 a 10 pisos, con periodo de medio segundo. Los registros de terremotos indican que los sismos concentran su energía y mayores aceleraciones en periodos cercanos a medio segundo.

Algunos reglamentos limitaban la altura de los edificios en áreas sísmicas, pero en las normas actuales, la tendencia es que la limitación sea un producto de la calidad del diseño. Algunas Normas sismo resistentes de países con alta sismicidad como Chile exigen el análisis modal para edificios de gran altura.

Es fácil visualizar como un riesgo sísmico las fuerzas de vuelco en un edificio, pero los edificios con gran desarrollo en planta presentan otros problemas para su análisis. Cuando la planta es muy grande, aunque sea simétrica el edificio no responderá como una unidad. Al calcular las fuerzas sísmicas, se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo nivel y en el mismo lapso tienen el mismo desplazamiento, la misma velocidad y la misma aceleración, con idéntica amplitud. Pero la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea y su velocidad de propagación depende de la naturaleza del terreno y de las características de la estructura, por ello las bases del edificio a todo lo largo de este vibran asincrónicamente con diferentes aceleraciones, provocando esfuerzos longitudinales de tracción, compresión y desplazamientos longitudinales.

“Un aumento de la longitud del edificio incrementa los esfuerzos en un nivel que funciona como un diafragma de distribución horizontal. La rigidez del piso puede ser insuficiente para redistribuir la carga horizontal originada por un sismo...”, según establece Luis M. Bozzo.¹⁹

La distribución de las masas debe ser lo más uniforme posible, en cada planta como en altura. Es conveniente que la variación de las masas piso a piso acompañe a la variación de la rigidez. Si la relación masa-rigidez varía bruscamente de un piso a otro se producen concentraciones de esfuerzos.

Se debe evitar la presencia de masas superfluas, tales como rellenos excesivos en terrazas, terrazas con jardín, entre otros.

¹⁸ Terremoto de 8.1 grados, ocurrido el 19 de Septiembre de 1985.

¹⁹ Diseño sismo resistente de edificios, técnicas convencionales y avanzadas, Luis M. Bozzo

Es conveniente solucionar la provisión de agua con sistemas que eviten la construcción de una reserva de agua voluminosa en el nivel más alto del edificio, como es una costumbre habitual en nuestro medio, no solo en edificaciones como casas de dos pisos sino también en condominios y pequeños edificios de 4 o 5 pisos, principalmente en ciudades o zonas rurales con problemas de distribución regular de agua. Es muy común ubicar tanques plásticos de reserva en las terrazas de hoteles en la costa ecuatoriana, agregando una carga que tal vez no fue programa en dicha estructura.

En edificios antiguos se observa una gran cantidad de muros de gran tamaño con función estructural. También se comprobó que muchos de ellos han funcionado perfectamente a largo de siglos en zonas sísmicas. Llevando las cargas gravitatorias y sísmicas hasta el terreno por vías directas. En un artículo publicado por El Comercio ²⁰ se hace un análisis de algunas edificaciones que corresponden a este tipo, una de ellas es la Escuela Ciudad de Cuenca, ubicada en el centro histórico de Quito. Dicha edificación cuenta con cerca de 400 estudiantes y 40 profesores y varias de sus paredes son hechas de adobe con grosores desde 60 cm hasta 1.2 metros, y durante casi dos siglos ha soportado el intenso trajín que le suministra la carga viva.

Cuando se coloca la mayor presencia de estructura en planta baja el edificio está mejor preparado para soportar la fuerza cortante de planta baja, la acumulada de los pisos superiores y las cargas gravitatorias acumuladas. Muchos proyectos modernos se alejan de esta configuración, y por razones estéticas la planta baja tiene pocos elementos. Este es el caso de varios edificios de hasta 10 pisos que en su planta baja solo funciona la recepción y en el mejor de los casos algún auditorio, como el edificio donde funciona la Cámara de la Construcción de Quito, ubicada en el sector de la Carolina y cuyo único subsuelo se usa como parqueadero con capacidad para 10 automóviles.

Una medida estadística puede ser la “*densidad de la estructura en planta*” a nivel del terreno, definida como el área total de todos los elementos estructurales verticales dividida por el área bruta del piso. En un edificio moderno esa área es de 1%, en edificios con pórticos y tabiques asciende al 2%, contrastando con plantas densamente rellenas de edificios antiguos alcanzan valores tales como: Taj Mahal, 50%; San Pedro, 25%; Panteón 20%; catedral de Chartres 15%.

²⁰ Edición del 22 de Marzo del 2011

En el caso del distrito Metropolitano de Quito se pueden citar varias iglesias coloniales y republicanas, como el convento de San Francisco cuya planta baja tiene capillas, bodegas, cocina, salas, museo, comedores y otras habitaciones, separadas con gruesas paredes y en la parte superior apenas las habitaciones de los monjes, que en la actualidad no sobrepasan de veinte personas.



FIGURA 6: IGLESIA DE SAN FRANCISCO, ARCHIVO PERSONAL

La rigidez se confunde con resistencia, pero son dos conceptos diferentes, en tanto la resistencia es la capacidad de carga que puede soportar un elemento estructural antes de colapsar, la rigidez mide la capacidad que un elemento estructural tiene para oponerse a ser deformado. Se dice que un cuerpo es más rígido cuanto mayor sea la carga que es necesario aplicar para alcanzar una deformación dada. Analíticamente la rigidez de un elemento se expresa mediante el cociente entre la carga y la deformación que esta produce.

En las estructuras modernas de edificios es común adoptar soluciones con pórticos, que se construyen con vigas y columnas unidas en sus nudos, constituyendo un elemento con continuidad estructural. La unión entre diferentes componentes de una estructura tiene una influencia decisiva en su rigidez, o lo que es lo mismo en su deformabilidad. Matemáticamente la flexibilidad se define como la inversa de la rigidez, o sea como el cociente entre la deformación y la carga que produce esa deformación.

Se dice que un edificio tiene "*piso flexible*" cuando cuya planta baja es más débil que las plantas superiores. Pero puede presentarse el caso de piso flexible en cualquier nivel. En general, como las mayores solicitaciones se presentan en planta baja, una variación brusca de rigidez entre planta baja y el piso siguiente

produce una variación de esfuerzo que exige previsiones especiales en el diseño de la estructura.

Existe piso flexible cuando hay una gran discontinuidad en la rigidez y la resistencia en los elementos verticales de la estructura en un nivel y los de los otros pisos. En la mayoría de los casos esta discontinuidad se produce debido a que un piso, generalmente la planta baja, es más alto que el resto de los pisos.

También puede haber discontinuidad por un tipo de diseño muy frecuente, en el cual no todas las columnas descargan en el terreno, algunas columnas se interrumpen en pisos superiores. En estos casos, las cargas no son conducidas directamente al suelo y hay un cambio brusco de rigidez y resistencia.

Otro caso de piso flexible muy frecuente, pero menos evidente, es el de planta baja libre y pisos superiores con cargas elevadas o muy rígidos. En estos casos, si los vanos se han rellenado con mampostería la estructura funciona como si en los pisos superiores existieran tabiques transmitiendo los cortes a una estructura de columnas.

Las esquinas de los edificios resistentes plantean problemas especiales. Las esquinas exteriores pueden sufrir concentraciones de esfuerzos si el movimiento sísmico tiene dirección diagonal respecto a la planta, aunque el resto de los elementos esté menos solicitado.

La esquina interior o entrante es una característica muy común de la configuración general de un edificio, que en planta tiene forma de L, H, U, T o planta en cruz.

Estas formas plantean dos problemas. Por un lado tienden a producir variaciones de rigidez y, por tanto, movimientos diferenciales entre las partes del edificio, causando una concentración de esfuerzos en la esquina entrante.

El otro problema, y más importante, es la torsión. Esta se produce por no existir coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigidez. Las fuerzas del sismo provocan una rotación que distorsiona el edificio. La magnitud de las solicitaciones que provoca el sismo depende las longitudes y alturas de las alas y sus relaciones alto/ancho.

Para prevenir daños por esquinas interiores conviene separar la planta en dos cuerpos mediante juntas sísmicas, o reforzar la estructura en la zona de la esquina con elementos capaces de absorber los esfuerzos que se producen.

Para resistir los efectos de la torsión en planta es conveniente tener elementos resistentes en el perímetro del edificio, es decir, ubicar elementos resistentes al sismo en las fachadas del edificio.

Cuanto más alejado del centro de rigidez de la planta se ubique un elemento, mayor es el brazo de palanca respecto a ese centro, y mayor será el momento resistente que pueda generar. Para este efecto la planta más eficiente es la planta circular, aunque otras formas funcionan satisfactoriamente. Siempre es conveniente colocar elementos resistentes al sismo en el perímetro, ya sean tabiques, pórticos, pórticos con diagonales con capacidad para resistir corte directo y por torsión.

De acuerdo al Arq. Pedro Perles²¹, una manifestación sísmica provoca una reacción natural de la edificación que dependerá de su inercia, como se aprecia en el siguiente gráfico:

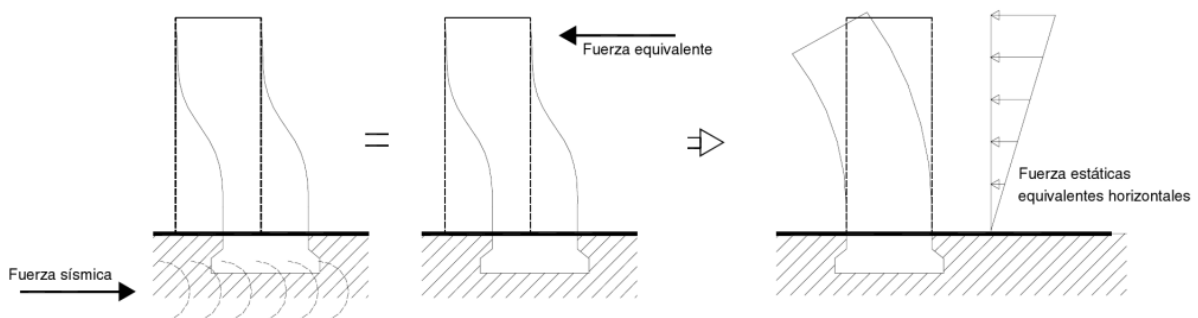


FIGURA 7: FUERZA SÍSMICA EN EDIFICIOS

Al observar la deformación se aprecia que es la misma que la ocasionada por fuerzas horizontales, actuando lateralmente sobre las caras exteriores. Por lo tanto se asume que las fuerzas sísmicas son equivalentes a fuerzas estáticas horizontales, las que tendrán una resultante en planta

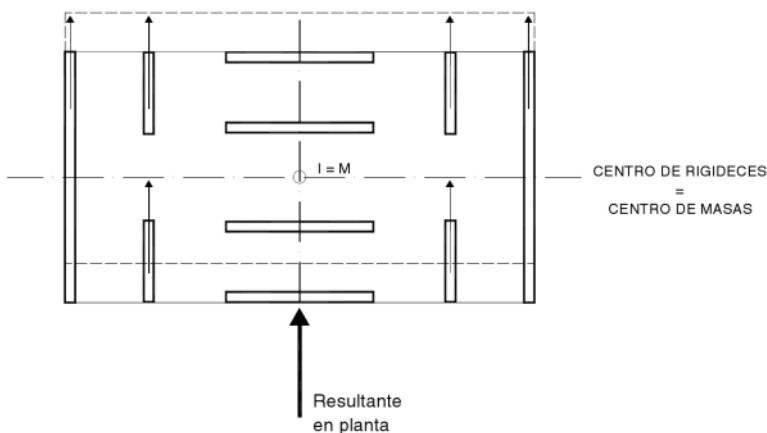


FIGURA 8: RESULTANTE EN PLANTA DE LA FUERZA HORIZONTAL

²¹ En su libro "Temas de estructuras especiales"

Como toda reacción, para que la resultante de las fuerzas equilibre a la resultante externa, deberá estar ubicada sobre su misma recta de acción y para que ello ocurra el centro de masas deberá coincidir con el centro de rigideces.

El centro de masas es el baricentro de las cargas gravitatorias o verticales y por lo tanto su ubicación dependerá de la distribución de masas, como muros, tanques, maquinaria, jardines u otros de considerable peso.

El centro de rigideces es: “el punto de un nivel o planta en el que aplicando una fuerza horizontal cualquiera como acción única, solo produce una traslación del nivel”.²²

El centroide solo toma en cuenta el baricentro de rigideces de los componentes estructurales verticales mientras que el centro de rigideces incluye a todo el conjunto, es decir, además de las piezas estrictamente resistentes, abarca los elementos constructivos y todo aquello que puede condicionar o modificar la rigidez de un edificio.

Por consiguiente, su determinación es muy compleja por la variedad de materiales, masas y volúmenes que entran en el cálculo así como la resolución de uniones y anclajes que pueden afectar su rigidez.

Si no existe coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigideces se produce una excentricidad (e) que podría generar un momento torsor con el peligro de provocar el giro del edificio, como se observa en las siguientes figuras:

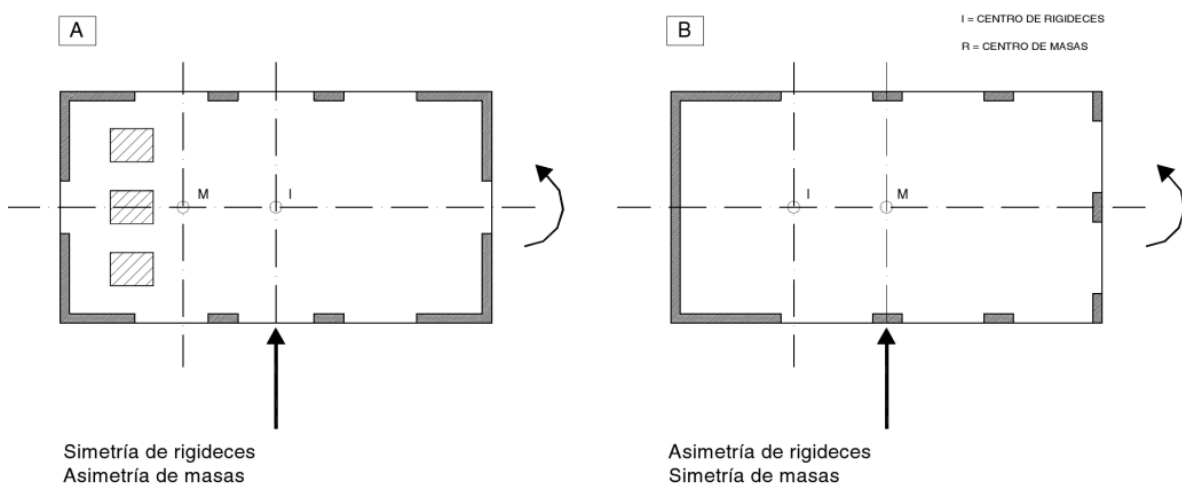


FIGURA 9: EXCENTRICIDADES EN EDIFICIOS (A)

²² De acuerdo al Instituto Nacional de Prevención sísmica de Argentina (INPRES)

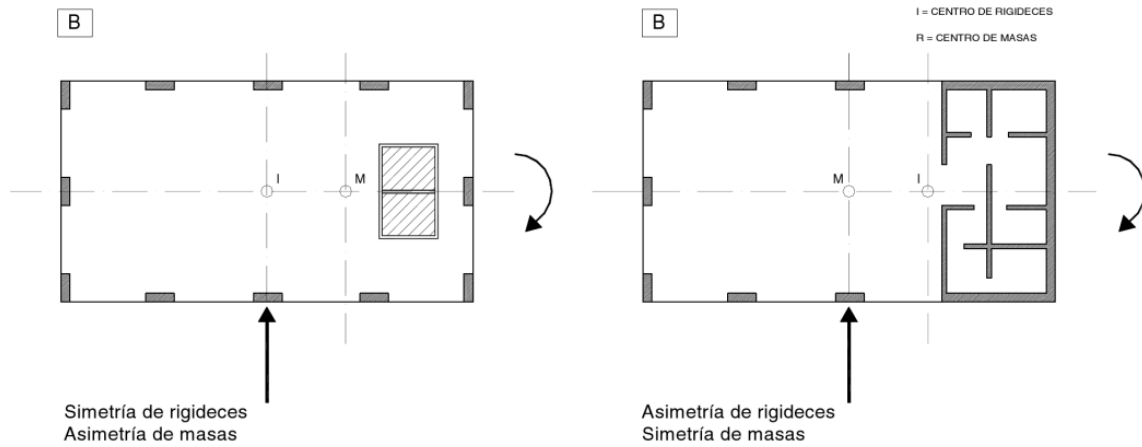


FIGURA 10: EXCENTRICIDADES EN EDIFICIOS (B)

La distribución irregular de masas, por ejemplo en volados de grandes longitudes, al igual que asimetría de masas y rigideces también pueden provocar momentos torsores, al igual que una configuración no compacta de los volúmenes proyectados, o por formas muy alargadas, pues los cuerpos muy salientes tienden a pivotar entre sí.

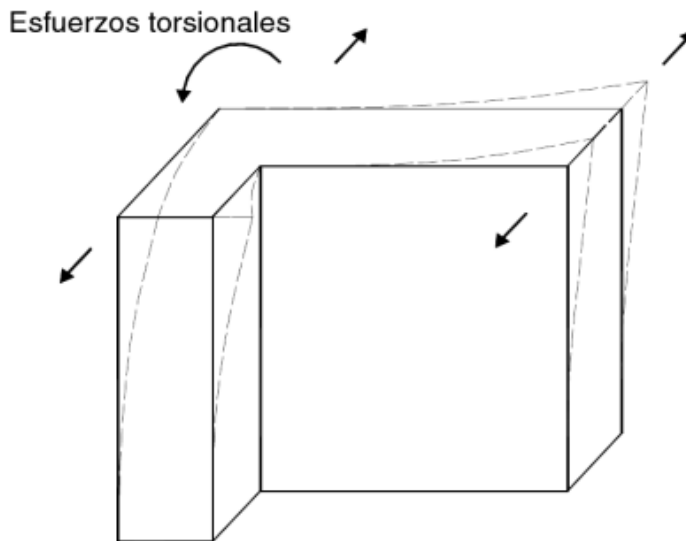


FIGURA 11: ESFUERZOS TORSIONALES EN EDIFICIOS

Es recomendable en estos casos la subdivisión en pequeños volúmenes independientes suficientemente compactos, como se muestra a continuación:

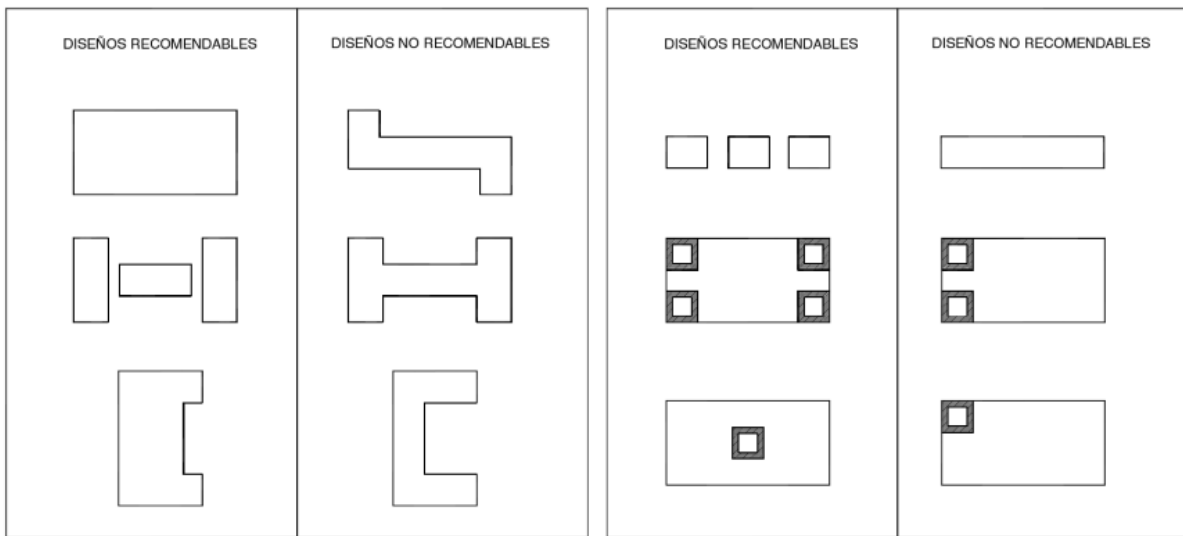


FIGURA 12: DIFERENTES DISEÑOS DE EDIFICACIONES

Otra solución consiste en reducir la proporción de los cuerpos salientes para hacerlos más compactos, para lo cual se pueden adoptar las recomendaciones indicadas por el Arquitecto Pedro Perles:

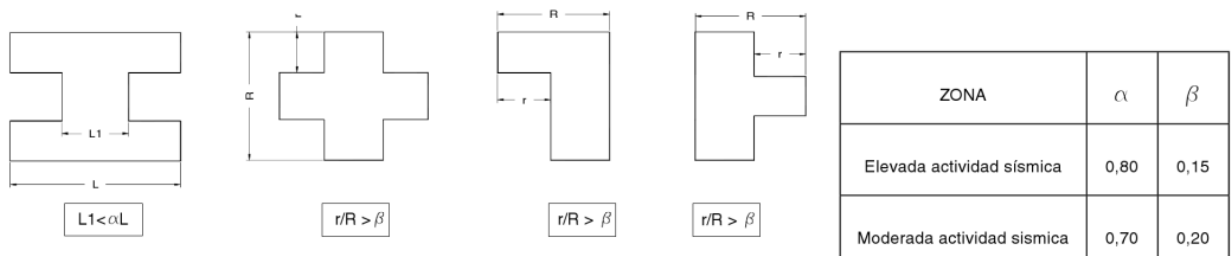


FIGURA 13: RECOMENACIONES DE PROPORCIONES DE CUERPOS SALIENTES

Otra recomendación sobre el diseño de edificaciones se hace extensiva en la altura de las mismas, debiendo evitarse valores altos de esbeltez, debido a que pueden generar momentos volcadores muy superiores a los momentos estabilizadores, estando condicionada la esbeltez por la zona sísmica y el tipo de suelo.

Suelo tipo I: Compacto

Suelo tipo II: Mediano

Suelo tipo III: Blando

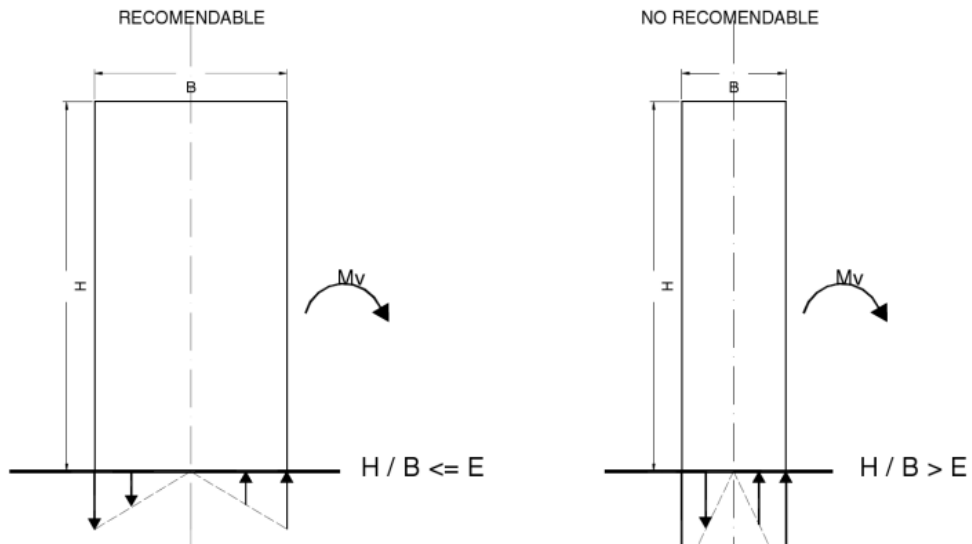


FIGURA 14: MOMENTOS VOLCADORES DEBIDO A LA ESBELTEZ

También se deben evitar las variaciones bruscas de rigideces y de masas pues ello suele generar una gran concentración de tensiones que pueden resultar muy peligrosas.

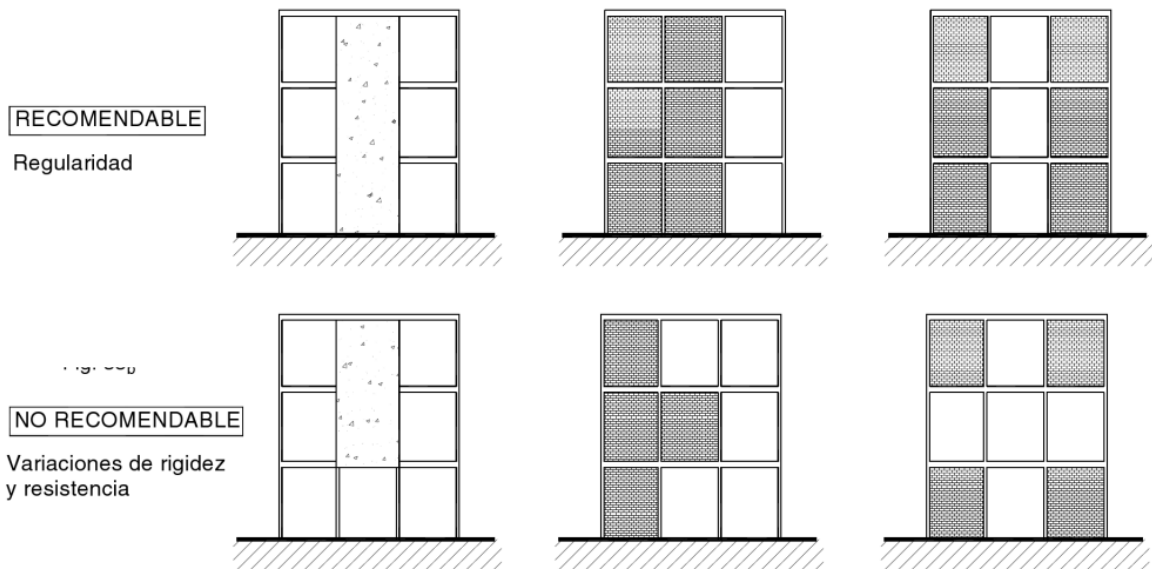


FIGURA 15: VARIACIÓN BRUSCA DE RIGIDEZ EN EDIFICIOS

Los cambios excesivamente bruscos de rigidez o de resistencia pueden llegar a producir el mecanismo de piso flexible, de extrema peligrosidad porque transforma a la estructura en un sistema totalmente desplazable e inestable, como se ilustra a continuación:

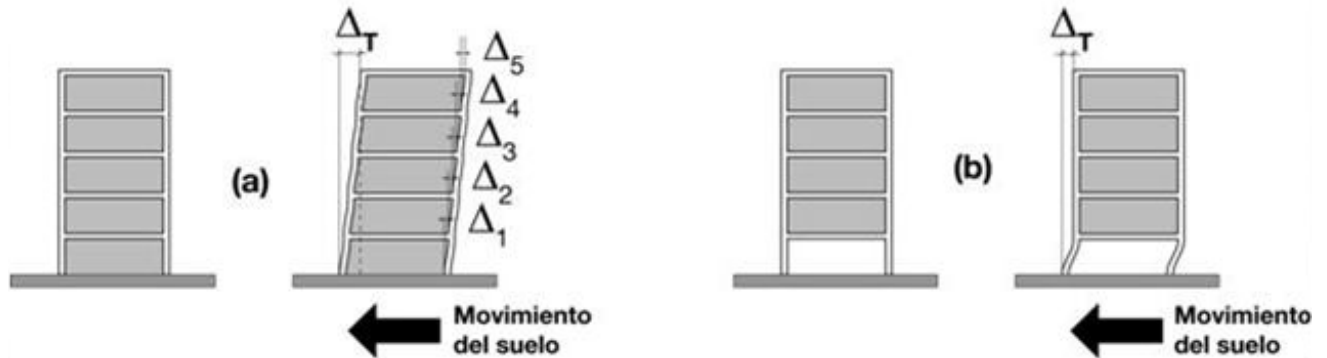


FIGURA 16: MECANISMO DE PISO FLEXIBLE

2.1.4.1 AISLADORES Y DISIPADORES SÍSMICOS

Son sistemas presentes entre la subestructura y la superestructura de edificios y puentes que permiten mejorar la respuesta sísmica de ellos, aumentando los periodos y proporcionando amortiguamiento y absorción de energía adicional, reduciendo sus deformaciones según sea el caso.

El diseño sismo resistente denota claramente las diferencias entre aislación sísmica y la disipación sísmica.

La aislación sísmica consiste en desacoplar la estructura de la sub-estructura por lo que se utilizan los dispositivos llamados aisladores que se ubican estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el período natural de la estructura con el período natural del sismo, evitando que se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura.

Por otra parte la disipación sísmica es una de las partes esenciales en la protección sísmica, los disipadores tienen como función, como su nombre lo expresa, disipar las acumulaciones de energía asegurándose que otros elementos de la estructuras no sean sobre exigidos, lo que podría provocar daños severos a

la estructura. Las complejas respuestas dinámicas de la estructuras requiere de dispositivos adicionales para controlar los desplazamientos horizontales.

Los aisladores sísmicos se caracterizan por su desempeño adecuado bajo todas las cargas de servicio, verticales y horizontales. De hecho debe ser tan efectiva como la estructura convencional. También provee la flexibilidad horizontal suficiente para alcanzar el periodo natural de la estructura aislada.

Debe tener la capacidad de la estructura de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales y provee un adecuado nivel de disipación de energía, de modo de controlar los desplazamientos que de otra forma pudieran dañar otros elementos estructurales. Existen diferentes tipos de aisladores sísmicos, su clasificación por lo general depende de la empresa que los fabrica.

Por ejemplo la Empresa Tecnoav²³ tiene en stock los siguientes aisladores sísmicos:

- Los aisladores Sísmicos con centro de plomo, mantienen una rigidez inicial y una amortiguación que llega al 30%
- Los aisladores Sísmicos sin núcleo de plomo, están compuestos de una mixtura especial de caucho y placas de acero que permiten otorgar una amortiguación de hasta un 16%.
- Los aisladores de Péndulo o superficie curva con *RoboSlide* (Superficie controlada por sensores) permitiendo una amortiguación sobre el 30%. Estos transmiten el esfuerzo vertical a la cimentación registrando rotaciones de una esfera contra una superficie cóncava. La superficie permite movimientos longitudinales como transversales con la posibilidad de controlar los sentidos de los movimientos mediante sus barras de control.

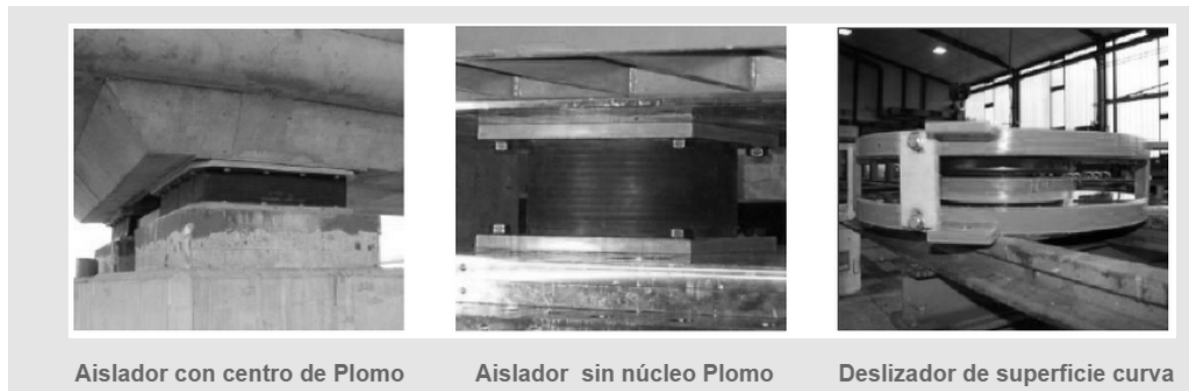


FIGURA 17: TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS

²³ Tecnoav S.A., empresa chilena que se dedica al desarrollo de tecnología sismo resistente (<http://www.tecnoav.cl>)

Los aisladores sísmicos actúan modificando el período natural de la estructura no aislada de modo de reducir la aceleración sobre la estructura aislada, como se puede observar en el siguiente gráfico:

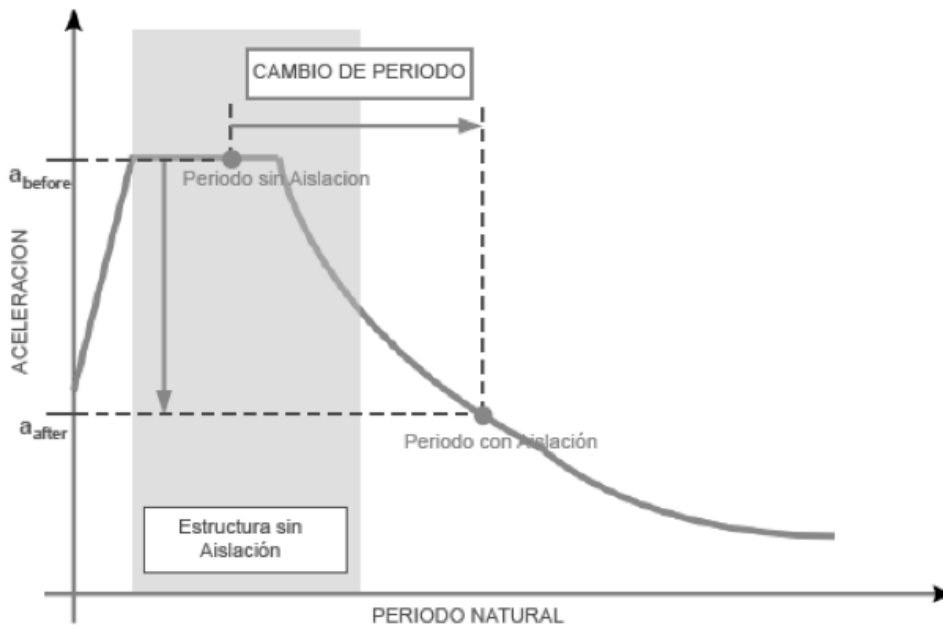


FIGURA 18: DESEMPEÑO SÍSMICO DE AISLADORES

Los **disipadores** sísmicos, actúan disipando grandes cantidades de energía, asegurando que otros elementos estructurales no sufran demandas excesivas que signifiquen daños. Pero la mejor forma de asegurar la estructura durante un sismo es combinar ambos sistemas de protección sísmica, proporcionándole a esta una mayor capacidad de amortiguación durante un evento sísmico y una mejor respuesta durante este.

Cuando existen estructuras donde el uso de aisladores sísmicos no es recomendable por ejemplo en suelos blandos, sistemas de amortiguamiento con alta capacidad de disipación son la mejor alternativa de protección sísmica.

De igual manera, la empresa Tecnoav propone los siguientes disipadores sísmicos:

- Los disipadores RESTON SA de amortiguación hidráulica para disipar la energía y controlar desplazamientos.
- Los disipadores RESTON STU, son dispositivos de conexión temporal que proveen una conexión rígida bajo movimientos de alta velocidad.

- Los disipadores RESTON PSD, son dispositivos de amortiguación de fluido viscoso diseñados para poseer una función de resorte que retorna a su posición al terminar el evento sísmico.



FIGURA 19: TIPOS DE DISIPADORES SÍSMICOS

El desempeño de los disipadores modifica el período de vibración de las estructuras en un porcentaje de hasta el 30%, tal como se muestra en el siguiente gráfico:

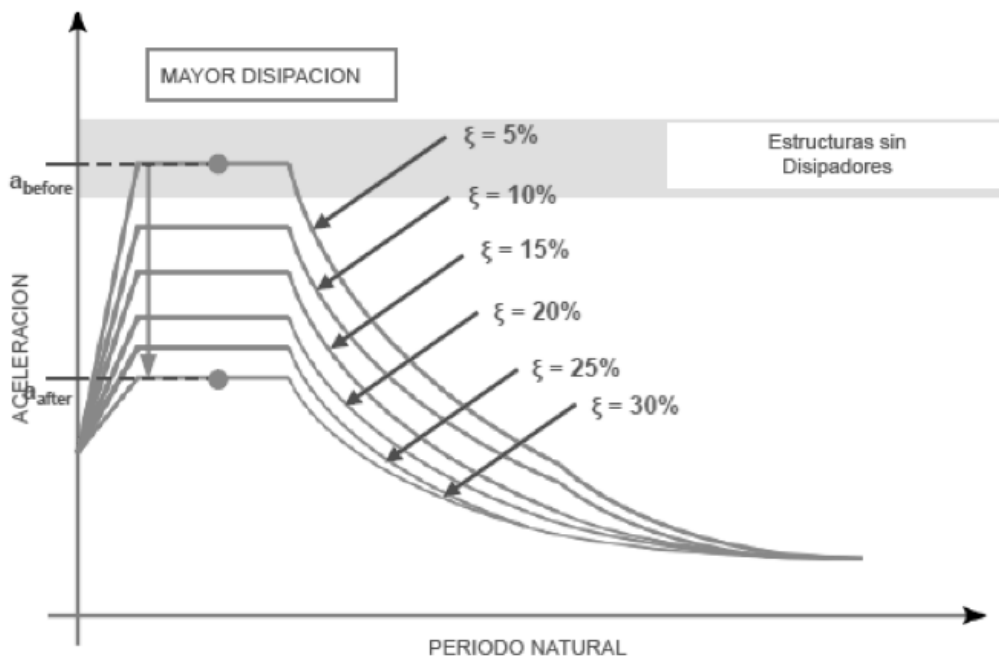


FIGURA 20: DESEMPEÑO DE DISIPADORES SÍSMICOS

2.4.1.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO

La vulnerabilidad sísmica de una edificación es un conjunto de parámetros capaces de predecir el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo. La vulnerabilidad sísmica no solo depende del edificio de estudio en cuestión, sino también del lugar. Es decir, dos edificios iguales tendrán mayor o menor vulnerabilidad dependiendo del lugar.

Según Tupak Ernesto Obando Rivera²⁴: *“Los estudios de Vulnerabilidad Sísmica aplicados a la planificación urbana y a la protección civil ofrecen conocimientos actualizados sobre las posibles pérdidas derivadas de un terremoto importante, aspectos básicos para la prevención y la adopción de medidas de mitigación.”*

Los métodos para estimar la vulnerabilidad de los elementos estructurales expuestos a la acción de un terremoto se basan en:

- Matrices de probabilidad de daño. Consisten en conocer el tipo de edificación, el posible comportamiento de cada edificación frente a terremotos de magnitud o intensidad determinada y el daño estructural relacionado con los distintos niveles de intensidad.
- Funciones de Vulnerabilidad. Consisten en relaciones gráficas entre la vulnerabilidad estructural (o grado de daño en los distintos tipos de edificación) y la intensidad u otro parámetro significativo del terremoto.

Por medio de estos estudios es posible efectuar del grado de pérdidas que podrían producirse en una ciudad o estructura concreta para un escenario sísmico determinado.

Estos estudios permiten conocer qué estructuras o zonas de la ciudad son más vulnerables y la gravedad de los daños, incluso qué instalaciones pueden quedar sin servicio o verse seriamente afectadas.

También se pueden hacer estimaciones sobre las pérdidas de vidas humanas. Estos datos son muy importantes para los planes de prevención y de mitigación sísmica, que incluye no sólo actuaciones técnicas sino acciones sociales, informativas, educativas, de gestión, etc., aspectos fundamentales para la mitigación del riesgo sísmico.

²⁴ Ingeniero en Geología. Doctorado, y Master en Geología, y Gestión Ambiental por la Universidad Internacional de Andalucía UNÍA (Huelva, España)

Un ejemplo claro de la alta vulnerabilidad sísmica de las edificaciones se puso de manifiesto en el terremoto de Haití ocurrido el martes 12 de enero de 2010 a las 16:53:09 hora local (21:53:09 UTC) con epicentro a 15 km de Puerto Príncipe, la capital de Haití. Según el Servicio Geológico de Estados Unidos, el sismo habría tenido una magnitud de 7,0 Mw y se habría generado a una profundidad de 10 kilómetros. También se registraron una serie de réplicas, siendo las más fuertes las de 5,9, 5,5 y 5,1 grados. La NOAA²⁵ descartó el peligro de tsunami en la zona. Aunque horas después, se reportó que un Tsunami de mínimas proporciones se registró y mató a 4 personas. Este terremoto ha sido el más fuerte registrado en la zona desde el acontecido en 1770. El sismo fue perceptible en países cercanos como Cuba, Jamaica y República Dominicana, donde provocó temor y evacuaciones preventivas.

Los efectos causados sobre este país, uno de los más pobres de América, fueron devastadores. Los cuerpos recuperados al 25 de enero superaban los 150.000, calculándose que el número de muertos excedería los 200.000. Los datos definitivos de los afectados fue dada a conocer por el primer ministro Jean-Max Bellerive en el primer aniversario del sismo, el 12 de enero de 2011, conociéndose que en el sismo fallecieron 316.000 personas, 350.000 más quedaron heridas, y más de 1,5 millones de personas se quedaron sin hogar, con lo cual, es una de las catástrofes humanas más graves de la historia.

A pesar de que las edificaciones en la zona afectada eran de hormigón armado, más de 20,000 edificios colapsaron por causa de la mala calidad de construcción e incumplimiento de las normas sismo resistente.

La catástrofe produjo que en éstos últimos cinco años los países con alta sismicidad procuren emitir Leyes que normen la construcción con parámetros sismo resistentes, y también métodos para determinar la vulnerabilidad de edificaciones, principalmente hospitales, sedes gubernamentales, iglesias, entre otras.

Uno de esos métodos es el Monitoreo visual rápido, que tiene como herramienta una hoja de datos en los que consta una fotografía del edificio a evaluar, un croquis de la planta típica. Entre los datos que se llenan en la hoja están uso del edificio, cantidad de ocupantes, tipo de suelo, tipología estructural, si fue elaborado antes o después de la norma sísmica vigente, irregularidad en planta y vertical, revestimientos, alturas, entre otros.

²⁵ National Oceanic and Atmospheric Administration

Cada dato contiene una calificación que depende de la hoja de la región sísmica. Al final se suman las calificaciones de los círculos y el total lo comparamos con una clasificación que contiene la hoja y que está abajo como “FINAL SCORE” o calificación final.

Con la calificación final clasificaremos el nivel de vulnerabilidad de la edificación, pero también podría arrojar que debe evaluarse mediante un método más preciso como Benedetti-Petrini, Hirosawa, Pushover, etc. Estos últimos son métodos más complejos y toman más tiempo.

Este método fue diseñado por FEMA²⁶, que es la organización en Estados Unidos que imparte normativas en casos de desastres y emergencias.

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Vulnerability
 FEMA-154/ATC-21 Based Data Collection Form (Seismic Zones IV & V)

		Address:		Ward no.			
		ID		No. Stories			
		Surveyor.....		Year Built.....			
		Owner Name.....		Date.....			
		Building Name.....		Use			
		Current Visual Condition		Excellent <input type="checkbox"/> Good <input type="checkbox"/> Damaged <input type="checkbox"/> Distressed <input type="checkbox"/>			
		PHOTOGRAPH (or specify photograph numbers)					
		Comments:					
		Plan and Elevation Scale		ROOF TYPE		EASY ACCESS	
				Lintel Sloping Tin		Yes No	
Occupancy	(Peak) (Low)	Max. Number of Persons 0-10 11-100 101-1000 1000+	SOIL TYPE (IS 1893-2002)		FALLING HAZARDS		
Assembly Commercial Emer. Service	Govt. Historic Industrial	Office Residential School	Type I Hard Soil	Type II Medium Soil	Type I Soft Soil	Chimneys Parapets Cladding Other	

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE,S									
Building Type	Wood	S1 (FRAME)	S2 (LM)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (INF)	URM (BAND)	URM 2	URM 3
Basic Score	3.8	2.8	3.2	2.5	2.8	2.6	2.8	1.8	1.4
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	+0.2	N/A	+0.4	+0.4	+0.2	+0.4	-0.2	-0.4
High Rise (>7 stories)	N/A	+0.6	N/A	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	N/A	N/A
Vertical Irregularity	-2.0	-1.0	N/A	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Code Detailing	N/A	+0.4	N/A	+0.2	+1.4	+0.2	N/A	N/A	N/A
Soil Type II	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Soil Type III	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6
Poor condition	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

FINAL SCORE, S		
Result Interpretation (Likely building performance)		
S < 0.3	High probability of Grade 5 damage; Very high probability of Grade 4 damage	Further Evaluation Recommended
0.3 < S < 0.7	High probability of Grade 4 damage; Very high probability of Grade 3 damage	
0.7 < S < 2.0	High probability of Grade 3 damage; Very high probability of Grade 2 damage	
2.0 < S < 3.0	High probability of Grade 2 damage; Very high probability of Grade 2 damage	
S > 3.0	Probability of Grade 1 damage	Yes No.

*Estimated, subjective, or unreliable date DNK= Do Not Know
 FRAME= Steel Frame INF= Burnt Brick Masonry Infill Wall MRF= Moment-Resisting Frame FD= Flexible Diaphragm
 SW= Shear Wall LM= Light Metal Wall BAND= Seismic Band URM3= Unreinforced masonry (lime mortar)
 URM2= Unreinforced burnt brick or stone masonry (cem mortar) RD= Rigid diaphragm

FIGURA 21: HOJA DE MONITOREO VISUAL RÁPIDO, DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

²⁶ Federal Emergency Management Agency

La vulnerabilidad sísmica de un edificio en el Distrito Metropolitano de Quito se verifica de manera visual con un formulario que se basa en el FEMA-154, este formulario tiene la codificación LMU-21/REE y se aplica para diversos trámites, como la solicitud de licencia de reconocimiento y regulación de edificaciones existentes dentro de un régimen transitorio y especial en el distrito.

El formulario tiene las mismas partes mencionadas en párrafos anteriores y su aplicación se la realiza de manera similar. A pesar de ello el Municipio del Distrito Metropolitano no tiene un manual de usuario de dicho formulario, sino que los peritos que se encargan de su aplicación son instruidos de manera informal.

El formulario puede ser descargado desde el portal web del Municipio en formato Excel, para ser llenado luego de la inspección visual. La parte superior del formulario se aprecia en la siguiente figura:

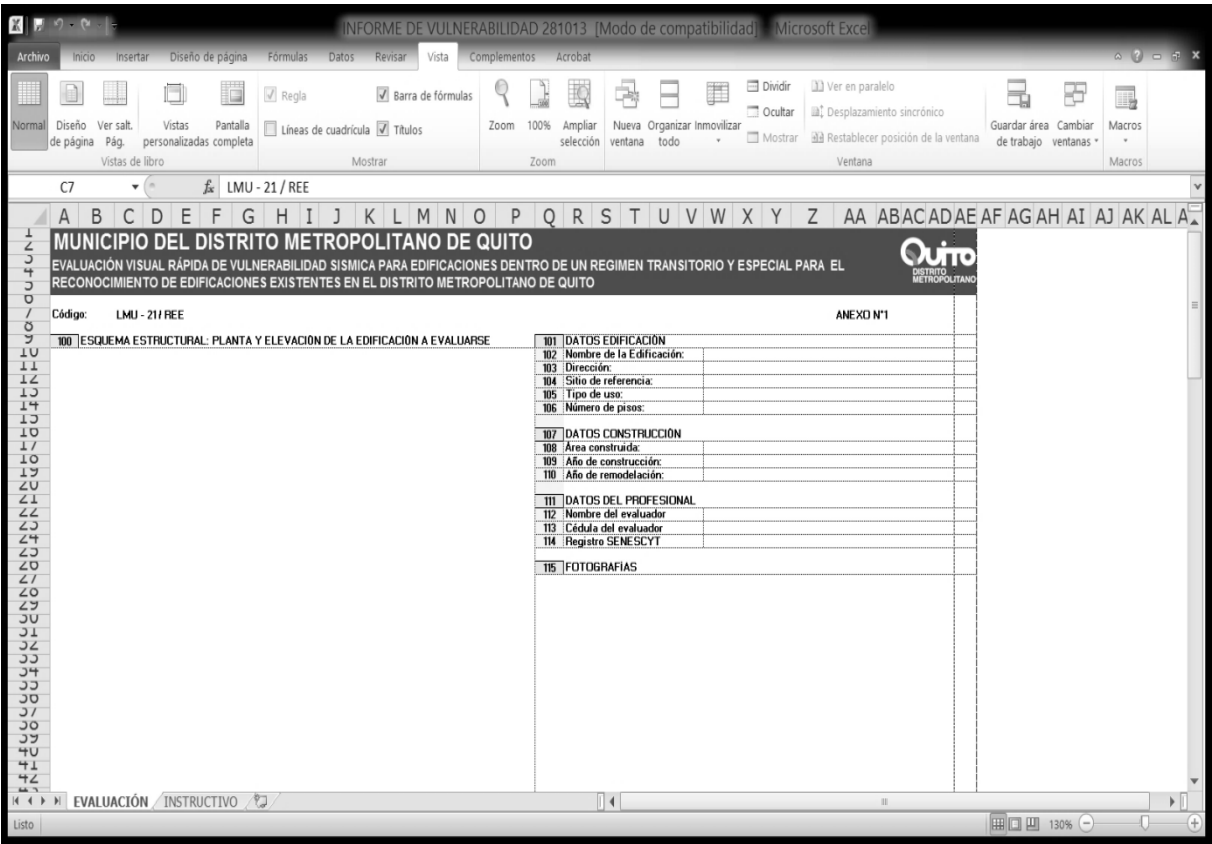


FIGURA 22: FORMULARIO LMU-21/REE

2.1.5 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

En nuestro país existe muy poco material didáctico para el aprendizaje en el área de control de obras, como lo es la elaboración de ofertas (presupuestos), el manejo de planificación de compras de materiales, la programación de inclusión de personal y equipo en obra, las proyecciones de flujo de caja para el manejo de gastos y liquidez permanente, y la optimización de los recursos en tiempo y dinero.

Este arte de la ingeniería necesariamente lo da experiencia, como resultado del empirismo que tiene grandes ventajas a la hora de la toma de decisiones, en el caso particular de esta investigación es una herramienta que sirve para comparar el costo de la superestructura de la edificación que se está analizando y poder concluir si efectivamente el cálculo estructural realizado con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 encarece el precio de dicha estructura y de ser así mostrar el porcentaje de incremento en el costo.

En el proceso constructivo de una edificación, la elaboración de un presupuesto está justo antes del inicio de la obra, pero para ello ya se debe contar con los datos mínimos del proyecto, tal como se observa en el siguiente gráfico:

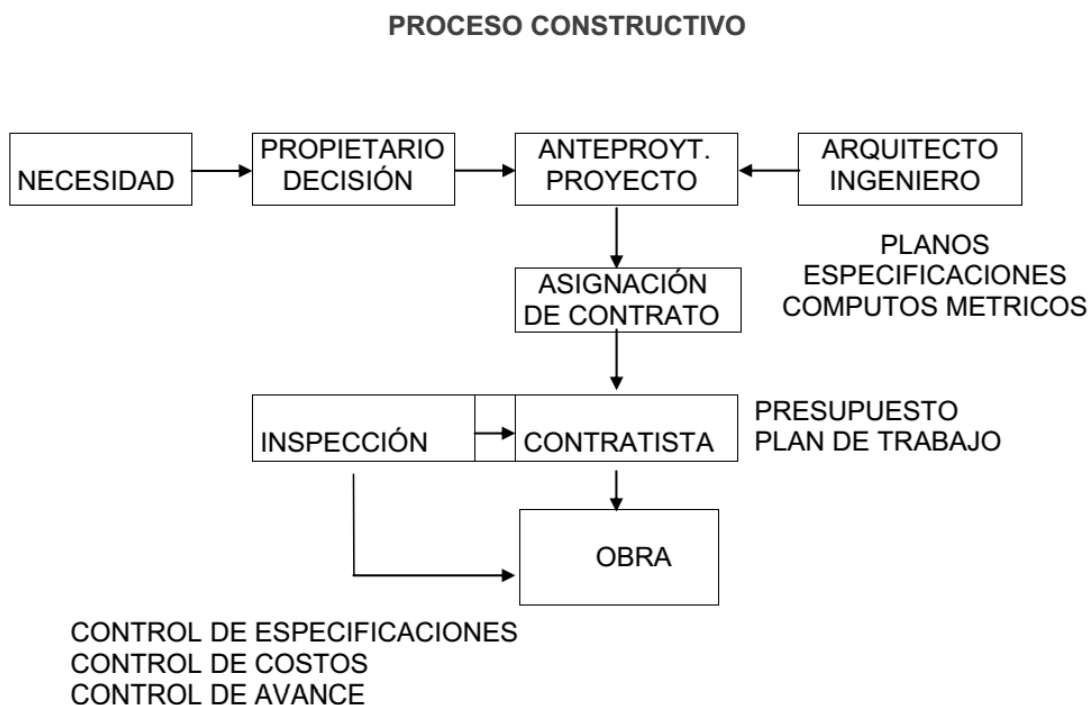


FIGURA 23: PROCESO CONSTRUCTIVO

En el análisis de precios unitarios, el presupuesto está dividido en rubros y para cada una de estos, se indica una cantidad de obra a ejecutar y un precio por unidad de medida o precio unitario. Los análisis de precios unitarios constituyen un método de estimación de los precios unitarios.

Un análisis de precios unitarios descompone el precio en sus componentes de materiales, equipo, mano de obra, costos indirectos y utilidad, y expresa la incidencia de estos componentes en la producción de una unidad de medida de una partida. Los análisis se acostumbran a presentar en planillas especialmente diseñadas.

El análisis se inicia con el estudio del alcance de la partida o tarea objeto del estimado, para ello deben estudiarse la información técnica disponible: planos especificaciones, normas que describen la partida. De este estudio deben determinarse los materiales necesarios y el método constructivo más idóneo. El método constructivo determinará la combinación de equipo y mano de obra necesaria para la ejecución de la partida, esta combinación definirá a su vez el rendimiento; es decir, la cantidad de unidades producidas por unidad de tiempo, que es generalmente un día.

Para los materiales se analizarán los factores de proporción, rendimiento, desperdicio y se determinará en el mercado a los precios de compra y transporte a obra. Se harán las conversiones de unidades necesarias para expresar el costo en la unidad del rubro

Para los equipos se determinará si estos son propios o alquilados, se investigarán los precios de compra, los factores de uso y las tarifas de alquiler para calcular el costo diario del conjunto de equipos necesarios, este costo diario es transformado en costo por unidad dividido entre el rendimiento.

Para mano de obra se estimará el costo diario determinando el personal necesario, su salario y su porcentaje de prestaciones sociales, el costo por unidad se obtiene dividiendo el costo diario entre el rendimiento estimado.

Para la presente investigación se realiza el análisis de precios unitarios de la superestructura, es decir del concreto utilizado en losas, columnas y vigas, así como del acero de refuerzo en dichos elementos. El desglose de los rubros, los costos unitarios de herramienta, de mano de obra, equipo y transporte se obtuvieron de la revista Construcción.²⁷

²⁷ Publicación bimensual de la Cámara de la Industria de la Construcción

RUBRO: Hormigón para Columnas f'c=210kg/cm2

DETALLE: Incluye encofrado y desencofrado

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1	0,616	0,62	3,81	2,347
Concreteira	1,00	5,00	5,00	3,81	19,050
Vibrador	1,00	3,50	3,50	3,81	13,335
Cortadora	0,50	3,00	1,50	3,81	5,715
SUBTOTAL M					40,447
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (CATEG I)	4,00	1,93	7,72	3,81	29,413
Albañil (CATEG III)	2,00	1,93	3,86	3,81	14,707
Maestro mayor (CATEG IV)	1,00	1,93	1,93	3,81	7,353
Carpintero (CATEG III)	0,50	1,93	0,97	3,81	3,677
Ayudante de carpintero (CATEG II)	1,00	1,93	1,93	3,81	7,353
SUBTOTAL N					55,150
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Cemento	kg	250	0,15	37,50	
Arena	m3	0,65	12,00	7,80	
Ripio	m3	0,77	13,00	10,01	
Agua	m3	0,12	1,00	0,12	
Alfajía de eucalipto	u	8	0,80	6,40	
Tabla triplex para encofrado e= 2cm	u	0,7	60,00	42,00	
Clavos	kg	1,2	1,20	1,44	
Alambre galvanizado N° 18	kg	1,2	1,20	1,44	
Puntales de eucalipto	u	5	3,00	15,00	
Aditivo	kg	0,9	1,10	0,99	
SUBTOTAL O					122,70
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					218,297
INDIRECTOS Y UTILIDADES 24 %					52,391
COSTO TOTAL DEL RUBRO					270,688
Costo Unitario					270,69

RUBRO: Vigas Hormigón f'c=210kg/cm2

DETALLE:

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1	0,616	0,62	1,5	0,924
Concretera	1,00	5,00	5,00	1,5	7,500
Vibrador	1,00	3,50	3,50	1,5	5,250
Elevador	1,00	5,00	5,00	1,5	7,500
SUBTOTAL M					21,174
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (CATEG I)	6,00	1,93	11,58	1,50	17,370
Albañil (CATEG III)	4,00	1,93	7,72	1,50	11,580
Maestro mayor (CATEG IV)	1,00	1,93	1,93	1,50	2,895
Operador equipo liviano (CATEG III)	1,00	1,93	1,93	1,50	2,895
SUBTOTAL N					34,740
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Cemento	kg	600	0,15	90,00	
Arena	m3	0,25	12,00	3,00	
Ripio	m3	0,70	13,00	9,10	
Agua	m3	0,30	1,00	0,30	
SUBTOTAL O					102,40
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					158,314
INDIRECTOS Y UTILIDADES 24 %					37,995
COSTO TOTAL DEL RUBRO					196,309
Costo Unitario					196,31

RUBRO: Losa bidireccional Hormigón f'c=210kg/cm2

DETALLE:

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1	0,616	0,62	0,65	0,400
Concreteira	1,00	5,00	5,00	0,65	3,250
Vibrador	1,00	3,50	3,50	0,65	2,275
Elevador	1,00	5,00	5,00	0,65	3,250
SUBTOTAL M					9,175
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION (CATEG)	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (CATEG I)	10,00	1,93	19,30	0,65	12,545
Albañil (CATEG III)	4,00	1,93	7,72	0,65	5,018
Maestro mayor (CATEG IV)	2,00	1,93	3,86	0,65	2,509
Carpintero (CATEG III)	1,00	1,93	1,93	0,65	1,255
Ayudante de Carpintero (CATEGII)	2,00	1,93	3,86	0,65	2,509
Operador equipo liviano (CATEG III)	2,00	1,93	3,86	0,65	2,509
SUBTOTAL N					26,345
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Cemento	kg	350	0,15	52,50	
Arena	m3	0,45	12,00	5,40	
Ripio	m3	0,90	13,00	11,70	
Agua	m3	0,50	1,00	0,50	
Alfajía de eucalipto	U	0,85	0,80	0,68	
Tabla de monte para encofrado 20cm	U	30	1,00	30,00	
Clavos	Kg	30	1,20	36,00	
Encofrado metálico	m2	9,293	3,00	27,88	
Bloques 15*20*40	U	8	0,2	1,60	
SUBTOTAL O					166,26
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					201,779
INDIRECTOS Y UTILIDADES 24 %					48,427
COSTO TOTAL DEL RUBRO					250,206
VALOR OFERTADO					250,21

RUBRO: Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2, provisión , cortado, armado y habilitación

DETALLE: Incluye desperdicio

UNIDAD: Kg

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta manual	1	0,616	0,62	0,02	0,012
Cizalla	1,00	0,80	0,80	0,02	0,016
SUBTOTAL M					0,028
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón (CATEG I)	4,00	1,93	7,72	0,02	0,154
Fierrero (CATEG III)	2,00	1,93	3,86	0,02	0,077
Maestro mayor (CATEG IV)	0,50	1,93	0,97	0,02	0,019
SUBTOTAL N					0,251
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	kg	1,02	0,91	0,93	
Alambre galvanizado N° 18	Kg	0,06	12,00	0,71	
SUBTOTAL O					1,64
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,914
INDIRECTOS Y UTILIDADES 24 %					0,459
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,374
Precio Unitario					2,37

2.2 FUNDAMENTO LEGAL

NORMAS SISMO RESISTENTES

“Teniendo en cuenta que la gran mayoría de las víctimas en los sismos o terremotos las generan las construcciones y edificaciones, se creó un código que al momento de construir y edificar casas, apartamentos o edificios se le debe dar una total aplicación para proteger la vida de los pobladores.” ²⁸ Las llamadas Normas sismo resistentes.

Los códigos de diseño y construcción tienen por objeto proteger la inversión de la sociedad en infraestructura y vivienda. Para ello los códigos deben combinar seguridad y economía teniendo como parámetros de referencia en primer lugar los peligros naturales a que estamos expuestos, y sucesivamente la economía del país, el conocimiento tecnológico disponible y los materiales de construcción propios de la región.

Es fundamental que cada país cuente con su propia Norma constructiva y dentro de la misma exista un capítulo que se dedique exclusivamente a parametrizar las variables que determinan la sismo resistencia de una edificación. Dicha Norma debe considerar la realidad de su país o región y estudios que determinen calidad de suelo, sismicidad y otras variables que varían dependiendo de la geografía.

La norma constructiva de Brasil es necesariamente muy distinta a la norma chilena, por ejemplo. Ambos países tienen realidades sísmicas diametralmente opuestas, lo que hará que la norma brasileña sea más permisiva en varios aspectos debido a que en dicho país el nivel de sismicidad es muy bajo. La normatividad chilena, por otro lado, es muy estricta con el diseño sismo resistente en vista que Chile sigue el borde de la falla del Nazca lo que hace que sea altamente sísmico.

A pesar de las particularidades de cada Norma en cada país, existen normas generales, simbología y globalización de unidades que permiten comparar unas normas con otras y así determinar la rigurosidad de las mismas. Entre estos aspectos podemos citar:

2.2.1 ASPECTOS GENERALES

El profesor Dr. Hugo Scaletti Farina ²⁹ considera que aun cuando no siempre está explicitado en los códigos, se presume que las estructuras diseñadas conforme a

²⁸ (DEYMER, 2011).

²⁹ Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Asesor del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres

los mismos podrán soportar sin daños los sismos leves, tendrán sólo daños pequeños al ocurrir sismos moderados y no colapsarán frente a sismos severos. Para lograr estos distintos objetivos, todos los códigos proponen un único espectro de diseño, aceptando indirectamente definir el sismo leve y el sismo moderado como eventos escalados de aquel de mayor magnitud.

Es habitual considerar un espectro elástico de pseudo aceleración, modificado para tener en cuenta el comportamiento no lineal, como la base para definir las acciones sísmicas. Las limitaciones de esto son conocidas, pero tales procedimientos son aceptados por lo simples y porque es una idea generalizada que otros métodos alternativos no son viables.

Por regla general las acciones sísmicas son definidas por los códigos en “condiciones de servicio”, es decir, sin factorar. Esto responde a la idea del código como parte de un conjunto de normas de cargas. Sin embargo, puede observarse una tendencia hacia definir la acción sísmica en “condiciones últimas” (NSR³⁰, UBC³¹ 97, IBC³² 2000). Por ejemplo, en el International Building Code IBC se especifican combinaciones de carga de la forma:

$$1.2 D + 1.0 E + f_1 L \text{ o } 0.9 D \pm 1.0 E$$

Los símbolos D, L, E se refieren a los efectos de cargas permanentes (muertas), de cargas vivas y de sismo, respectivamente.

Al tratar con un procedimiento de diseño por esfuerzos admisibles, es decir, en condiciones de servicio, el mismo código indica que las acciones sísmicas se tomen como E/1.40.

Cabe anotar que en la norma IBC los efectos de sismo se definen como:

$$E = r QE \pm 0.20 D$$

Donde QE son los efectos debidos a las fuerzas horizontales de sismo y r es un factor de redundancia, entre 1.0 y 1.5, que depende de la fracción de la fuerza cortante total que es resistida por el elemento considerado. D, como antes, indica los efectos de las cargas de aplicación permanente. Hay una clara consideración de la componente vertical. Esto contrasta con la práctica más común, de no incluirla (salvo puntualmente). El argumento para no incluir la componente vertical es que, frente a acciones de muy corta duración, las estructuras tienen mucho mayor rigidez y resistencia. Por tanto, el diseño para resistir apropiadamente las

(CISMID)

³⁰ Norma Colombiana de Construcción sismo resistente

³¹ Uniform Building Code (código uniforme de construcción USA)

³² International Building Code

cargas verticales estáticas, de larga duración, tendría un margen para resistir los efectos adicionales debidos a la componente vertical.

2.2.2 ESPECTRO DE DISEÑO

Las expresiones en los distintos códigos para el espectro de pseudo aceleración a utilizarse en el análisis dinámico, o para relacionar el cortante en la base con el peso total de la edificación, son muy similares. Aun cuando presentadas en distintas formas, todas las expresiones son equivalentes a:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

La notación aquí empleada es la de la norma E-030³³: Z es un factor de zona, U (también llamado I) es un factor que se asocia al uso de la edificación, C es un factor de amplificación dinámica, que depende del período, S es un factor asociado a las condiciones de suelo, P (W) es el peso de la edificación (que incluye una fracción de las cargas vivas) y R (Q ϕ) un coeficiente de modificación de la respuesta. En algunos códigos, como el UBC, el factor C incluye a S. En otros (como el NBCC) el coeficiente de modificación de la respuesta está desdoblado en un factor debido a sobre resistencia y otro relacionado con la ductilidad.

Para C se tiene una función decreciente con el período, con límites superior e inferior. En algunos códigos, como el de México DF, C crece linealmente en la parte inicial del espectro, entre 0 y un período bT. Esto es similar a lo que se encuentra en las normas NSR 98, NCh 433³⁴, IBC 2000 en el contexto del análisis dinámico. En todos los códigos hay un rango de períodos en el que el espectro de diseño tiene un valor constante y luego es decreciente.

Las expresiones más frecuentemente utilizadas son de la forma:

$$C = \alpha T^{-\beta}$$

Siendo β igual a 2/3 en el UBC 97, 1/2 en el NBCC, entre 1/2 y 1 en el código de México DF, 1 en la norma NSR 98 y en el IBC (procedimiento estático), o 1.25 en la norma E-030. Los distintos exponentes se explican en parte por las distintas características de los sismos en cada región. En general, las expresiones empleadas decrecen más lentamente que lo observado en los espectros de pseudo aceleración elásticos. Esto se relaciona también con un intento de considerar mejor la contribución de los distintos modos

³³ Norma Peruana de sismo resistencia

³⁴ Norma Chilena de diseño sísmico

2.2.3 ZONIFICACIÓN

En los códigos recientes se observa un intento por mostrar más claramente el origen de las expresiones o valores utilizados. Un valor frecuentemente referido es la aceleración máxima del terreno que tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (lo que corresponde a un período medio de recurrencia de aproximadamente 475 años).

Las expresiones en los distintos códigos para el espectro de pseudo aceleración a utilizarse en el análisis dinámico, o para relacionar el cortante en la base con el peso total de la edificación, son muy similares. Aun cuando presentadas en distintas formas, todas las expresiones son equivalentes a:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

La notación aquí empleada es la de la norma E-030³⁵: Z es un factor de zona, U (también llamado I) es un factor que se asocia al uso de la edificación, C es un factor de amplificación dinámica, que depende del período, S es un factor asociado a las condiciones de suelo, P (W) es el peso de la edificación (que incluye una fracción de la carga viva) y R (Q_ϕ) un coeficiente de modificación de la respuesta.

En el UBC 97 los espectros se definen considerando dos parámetros, Ca y Cv, siguiendo una práctica establecida en el ATC-3. En el IBC 2000 los espectros se basan en valores de pseudo aceleración para 0,2 s y para 1 s (calculados para 5% de amortiguamiento). Un aspecto novedoso de la norma UBC 97, que no se encuentra en el IBC, está en la consideración de correcciones por cercanía a fallas conocidas.

2.2.4 ESTIMACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL

El período fundamental se estima con fórmulas empíricas tales como:

$$T = C_T h^p$$

Donde C_T depende de las características de la estructura, h es la altura de la edificación. El exponente p es en algunos códigos 2/3 (UBC, IBC, NBCC³⁶, México DF) y en otros casos 3/4 (NSR 98) o 1 (NTE E-030).

³⁵ Norma Peruana de sismo resistencia

³⁶ National Building Construction Corporation

Como alternativa las mayorías de Normas adoptan la ecuación:

$$T = 2\pi \left[\frac{\sum w_i u_i}{g \sum F_i u_i} \right]$$

Llamada también como cociente de Rayleigh. En la norma $F_i = u_i$. El resultado no debe ser mayor que un cierto porcentaje del valor calculado por las fórmulas empíricas; esto para evitar una subestimación de las rigideces.

En algunas normas este control no se hace directamente en T , sino en los resultados calculados a partir de los períodos obtenidos.

CALIFICACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES

En todos los códigos se encuentran referencias a las irregularidades que dan lugar a un comportamiento sísmico no satisfactorio. A partir del ATC³⁷ 3 se observa un intento de cuantificar las irregularidades. Las ideas básicas referentes a las irregularidades, tanto en planta como en dirección vertical, son similares en los distintos códigos, pero los límites de lo aceptable no siempre coinciden. En algunos códigos, como la NTE E-030, se llegan incluso a prohibir las estructuras irregulares para ciertos usos, como hospitales o escuelas.

2.2.5 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA

Los coeficientes de reducción de la respuesta dependen de la estructuración y de los materiales empleados. En la mayor parte de los códigos son independientes del período. Entre las excepciones están la NCh 433 y la norma de México DF. Las tablas de valores de R (también llamados Q') son en algunos casos bastante detalladas (como en la NSR 98 o el IBC 2000) y en otros muy escuetas (como es el caso de la NTE E-030).

En la norma NBC 95 el coeficiente de reducción de la respuesta está desdoblado en la forma U/R , donde $U = 0,6$ puede interpretarse como la inversa de un factor de sobre resistencia. En otros códigos la sobre resistencia está incorporada en forma menos transparente, bien sea en R o en Z .

2.2.6 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA

Suponiendo que la respuesta es esencialmente debida al primer modo y que éste es lineal, resulta:

³⁷ Applied technology Council, seismic Code

$$F_i = V \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

Donde F_i es la fuerza en el nivel i , V la fuerza cortante en la base, w_i es el peso del nivel i y h_i su altura.

La expresión precedente es adecuada para edificios bajos, de período corto. Para extender su aplicación a edificios de mayor altura, puede modificarse como:

$$F_i = (V - F_t) \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

Una expresión de este tipo se encuentra en las normas E-030, UBC 97, NBCC, entre otras. F_t es una fracción del cortante en la base, que se determina teniendo en cuenta el período fundamental.

En otras normas, como la IBC 2000 y la NSR 98, se utiliza una expresión de la forma:

$$F_i = V \frac{w_i h_i^k}{\sum w_i h_i^k}$$

Donde el exponente k es función del período (1 para edificios bajos, de período corto).

En las normas de México DF y NCh 433 las expresiones son más elaboradas. Por ejemplo, en la norma de México DF se utiliza, para edificios cuyo período fundamental excede un cierto T_c

$$F_i = V^{(1)} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} + V^{(2)} \frac{w_i h_i^2}{\sum w_i h_i^2}$$

Donde $V^{(1)}$ y $V^{(2)}$ son fracciones del cortante en la base que dependen tanto de las condiciones de suelo como de las características de la estructura.

Cabe anotar que los códigos recomiendan, y en algunos casos exigen, que para los edificios más elevados se haga un análisis dinámico. Como consecuencia, la adopción de una fórmula simple para la distribución de las fuerzas (estáticas) en altura estaría justificada. Sin embargo las condiciones límite varían grandemente de un código a otro. Por ejemplo, en la norma E-030³⁸ se exige un análisis dinámico si la estructura es irregular o si, siendo regular, tiene más de 45 m de altura. El correspondiente límite en la norma IBC³⁹ es aproximadamente 73 m.

2.2.6 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN 2002

Los parámetros sismo resistentes que estuvieron vigentes hasta el año 2014 detallaban especificaciones que se consideraban como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basaban principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación.

Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, entre otras, cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se debía aplicar consideraciones adicionales especiales que complementaban los requisitos mínimos que constan en el CEC 2002.

La intención del código era que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumplieran con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Estos objetivos se conseguían diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por el código.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.

³⁸ Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE E-030

³⁹ International Building Code

- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas por el código.

La memoria de cálculo incluía una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

El objeto del código era el de establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.

Para la definición del CEC 2002 se utilizó la mejor información existente en aquel momento, tanto de Ecuador como de otros países del mundo. En particular, se tomaron como documentos de trabajo los códigos UBC 94 y 97 de los Estados Unidos, y las normativas sismo-resistentes colombiana 1998 y peruana 1997.

El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en el CEC 2002 proviene de un estudio completo que consideraba fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro de los países vecinos.

El mapa reconocía el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añadía un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

- Un detenido estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas en el país y de sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y neo tectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sismo genéticas (rumbo, buzamiento, profundidad media de actividad sísmica y magnitud máxima).

- La evaluación de los principales eventos históricos y un análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos para el Ecuador. Se modelaron 22 000 sismos locales, de los cuales, puliendo las réplicas y los eventos premonitores, se obtuvieron los sismos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 3,9 y máxima 8,6 utilizados en el análisis.
- La utilización de la base de datos micro sísmicos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.
- La utilización de las curvas de atenuación de la ley de Young para las fuentes de subducción y la de Katayama /74 para las fuentes de fallamiento continental, ambas con una desviación estándar $\sigma = 0,80$, calibradas con los registros de aceleraciones de la red de acelerógrafos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil
- La definición de 53 fuentes sismo genéticas contenidas en 10 provincias sismo tectónicas, determinándose sus parámetros sismológicos (magnitud mínima de homogeneidad, la tasa media de actividad sísmica y magnitud máxima probable).
- Un estudio sobre las incertidumbres en los distintos parámetros utilizados, particularmente las leyes de atenuación.
- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose mapas de isoaceleraciones para períodos de retorno de 475 años, equivalentes a una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, de acuerdo con la definición de sismo de diseño.

Se reconocía que los resultados alcanzados hasta el año 2014, en los estudios de peligro sísmico tenían un carácter dinámico, ya que reflejaban el estado del conocimiento en la sismología y neo tectónica del Ecuador en aquel entonces. A medida que se obtuvo mayor información proveniente de las redes de sismógrafos y acelerógrafos que funcionan actualmente en el territorio nacional, del fallamiento activo y de mejores leyes de atenuación, esa información fue incluida en estudios posteriores (NEC 2011).

Para definir la propuesta de zonificación se trabajó sobre los mapas de isoaceleración obtenidos del estudio de peligro sísmico ajustándose los límites y valores de isoaceleraciones.

El factor de suelo S fue definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos a sólo 4 tipos, cada uno de los cuales fue descrito de la forma más concisa posible, a través de diversas propiedades físicas. La experiencia y los conocimientos sobre

los tipos de suelo existentes en el Ecuador sirvieron como premisas de esta definición.

El mapa de zonas sísmicas utilizadas en el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 era el siguiente:

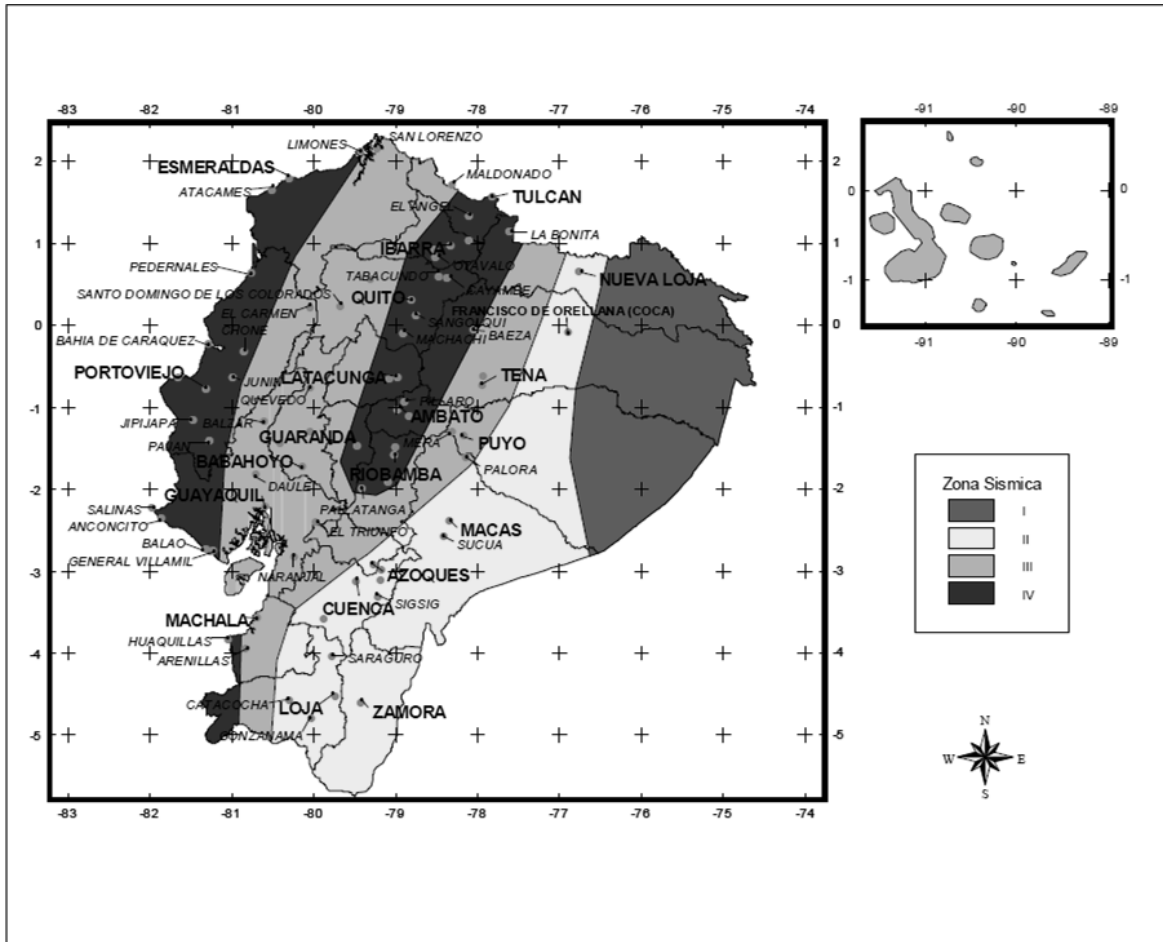


FIGURA 24: ZONIFICACIÓN SÍSMICA SEGÚN EL CEC 2002

Debido a que en muchas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura, el CEC 2002 enfatizaba este requisito, estableciendo un cambio conceptual de aquel descrito en el CEC-77, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

Tales derivas son limitadas por valores que se han tomado utilizando criterios de todos los documentos de trabajo y de criterios propios. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a

elementos estructurales y no estructurales. Para cumplir con este código, el diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se establecieron considerando que el calculista utilizaba secciones agrietadas.

A diferencia del reglamento CEC-77, en Código 2002 se especifica claramente la forma del espectro de diseño elástico, que se puede utilizar indistintamente para el cálculo estático como para el dinámico. Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios.

a) Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos: A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral.

b) Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores.

c) Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas del UBC 94 y 97, de Colombia 1998 y del Perú 1997: Se estudiaron las formas espectrales, las frecuencias de corte, la plataforma superior máxima, la ecuación de la curva de caída y los valores mínimos de las ordenadas espectrales, según el tipo de suelo. Se consideraron los nuevos criterios incorporados en la normativa UBC-97, que establece la variabilidad de la plataforma máxima del espectro como dependiente, entre otros factores, del tipo de suelo y del valor de la aceleración máxima, así como la tendencia de los códigos a utilizar la curvas de caída del espectro con una relación $T-1$ (T período de vibración), en lugar de $T-1/2$ del CEC-77.

d) Revisión de los estudios clásicos de Seed & Idris y de Seed, Ugas y Lysmer, que han servido para la definición de buena parte de los espectros de los códigos en el mundo, estudiándose las frecuencias de corte del espectro y los valores máximos de la meseta dependiendo del tipo de suelo.

El cortante basal total de diseño V , que se aplicaba a una estructura en una dirección dada, se determinaba mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$C = \frac{1,25 S^5}{T}$$

Dónde:

C = No debía 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.

Tabla 3. Coeficiente de 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

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

TABLA 2: TABLA 3 DEL CEC 2002:

El período fundamental se puede calcular de dos maneras, la primera es utilizando la expresión:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

En la que:

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

La segunda manera de calcular el período fundamental es con la expresión:

$$T=2\pi \left[\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) / \left(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right) \right]^{1/2}$$

dónde:

fi = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante en el Código , o cualquiera otra distribución racional.

δi = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales fi.

El valor de T así calculado no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

2.2.7 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011

Es el compendio de normas vigentes que regulan el sector de la construcción en su fase de diseño, ejecución, fiscalización y utilización para garantizar la adecuada funcionalidad y seguridad de las edificaciones.

Luego del Mega Sismo de Chile, del 27 de febrero de 2010, que tuvo una magnitud de 8.8 y que dejó más de 500 muertos y pérdidas económicas estimadas en treinta mil millones de dólares⁴⁰, las principales autoridades del gobierno de Ecuador, se percataron de la posibilidad que un sismo de iguales magnitudes ocurra en nuestro país considerando que las pérdidas que tendríamos por un evento de esta magnitud serían el doble o el triple de lo que pasó en esa región.

Chile ha soportado sismos de considerable magnitud, como el de 1960, en Valdivia que tuvo una magnitud de 9.5; de 1985, en Valparaíso con una magnitud de 7.8 y el de 2010 en Maule con una magnitud de 8.8, todos medidos en la escala de Richter.

⁴⁰ Aguiar, 2010; Universidad de Chile, 2012

Curiosamente cada 25 años se han registrado en Chile grandes terremotos en las últimas décadas. Esta situación ha obligado a los chilenos a elevar el nivel sísmico resistente de sus estructuras y es así como en 2013 se convirtió en el país de Latinoamérica que tiene más edificios con aisladores sísmicos o con disipadores de energía.



FIGURA 25: MEGA SISMO DE CHILE 27/2/2010 (FUENTE: EL COMERCIO)

Esta preocupación en las autoridades ecuatorianas dio origen a la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción de 2010 y es así como el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 es creado mediante el Decreto Ejecutivo N° 705 del 24 de marzo de 2011 y está integrado por el Ministro de Vivienda, quien lo preside y los miembros representantes de: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, Secretaría Nacional de Educación Superior, Ciencia y Tecnología e Innovación, Asociación de Municipalidades del Ecuador, Facultades de Ingeniería de las Universidades y Escuelas Politécnicas, Cámaras de la Construcción y Ministerio de Seguridad.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2011), promovida por la Subsecretaría de Hábitat y Asentamientos Humanos del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda ⁴¹, tiene como objetivo principal la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (2001), con la finalidad de regular los procesos que permitan cumplir con las exigencias básicas de seguridad y calidad en todo tipo de edificaciones como consecuencia de las características del proyecto, la

⁴¹ MIDUVI

construcción, el uso y el mantenimiento; especificando parámetros, objetivos y procedimientos con base a los siguientes criterios :

- (i) establecer parámetros mínimos de seguridad y salud;
- (ii) mejorar los mecanismos de control y mantenimiento;
- (iii) definir principios de diseño y montaje con niveles mínimos de calidad;
- (iv) reducir el consumo energético y mejorar la eficiencia energética;
- (v) abogar por el cumplimiento de los principios básicos de habitabilidad;
- (vi) fijar responsabilidades, obligaciones y derechos de los actores involucrados.⁴²

Los diferentes capítulos contemplados en la estructura inicial de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se clasificarán en tres ejes principales:

- (i) Seguridad Estructural de las edificaciones;
- (ii) Habitabilidad y Salud, basados en la funcionalidad de las edificaciones;
- (iii) Distribución de Servicios Básicos.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción fue socializada en el sector constructivo durante los meses de Febrero y Julio de 2014 en varias ciudades del país y por varios medios, principalmente páginas web. Por ejemplo el portal de la Cámara de la Industria de la Construcción recibió sobre las 500000 visitas, lo cual manifiesta el interés por conocer los nuevos parámetros contenidos en la misma.

Los eventos sísmicos de Agosto de 2014 ocurridos en el Distrito Metropolitano de Quito presionaron a las autoridades a tomar la decisión de poner en vigencia la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

El 19 de agosto de 2014, el Sr. Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, el Econ. Diego Esteban Aulestia Valencia, suscribió el Acuerdo Ministerial 0028 por el cual se oficializaron los primeros capítulos contemplados para la NEC, relacionados con la seguridad estructural de las Edificaciones.

Esta normativa representa para el Ecuador, un medio idóneo para mejorar la calidad de las edificaciones y sobre todo para proteger la vida de las personas. Su aplicación incidirá en el impulso al desarrollo tecnológico.

El contenido de cada uno los capítulos se los puede descargar en cualquiera de los siguientes links:

www.normaconstruccion.ec

www.camicon.ec

⁴² Criterios tomados de la página web del MIDUVI

<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Dichos capítulos son:

NEC-SE-CG: CARGAS (NO SÍSMICAS)

Contempla los factores de cargas no sísmicas que deben considerarse para el cálculo estructural de las edificaciones: cargas permanentes, cargas variables, cargas accidentales y combinaciones de cargas.

NEC-SE-DS: CARGAS SÍSMICAS: DISEÑO SISMO RESISTENTE

Contiene los requerimientos técnicos y las metodologías que deben ser aplicadas para el diseño sismo resistente de las edificaciones, estableciéndose como un conjunto de especificaciones básicas y mínimas, adecuadas para el cálculo y el dimensionamiento de las estructuras que se encuentran sujetas a los efectos de sismos en algún momento de su vida útil.

NEC-SE-RE: REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

Este documento se vincula principalmente con la norma NEC-SE-DS para la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes estableciendo los lineamientos para la evaluación del riesgo sísmico en los edificios, incluyendo parámetros para la inspección y evaluación rápida de estructuras con la valoración probabilística de las pérdidas materiales, para una gestión efectiva del riesgo sísmico.

NEC-SE-GM: GEOTECNIA Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

Contempla criterios básicos a utilizarse en los estudios geotécnicos para edificaciones, basándose en la investigación del subsuelo, la geomorfología del sitio y las características estructurales de la edificación, proveyendo de recomendaciones geotécnicas de diseño para cimentaciones futuras, rehabilitación o reforzamiento de estructuras existentes.

NEC-SE-HM: ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Contempla el análisis y el dimensionamiento de los elementos estructurales de hormigón armado para edificaciones, en cumplimiento con las especificaciones técnicas de normativa nacional e internacional.

NEC-SE-MP: ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

Contempla criterios y requisitos mínimos para el diseño y la construcción de estructuras de mampostería estructural, para lograr un comportamiento apropiado

bajo condiciones de carga vertical permanente o transitoria, bajo condiciones de fuerzas laterales y bajo estados ocasionales de fuerzas atípicas.

Se utiliza el valor Z^{43} para representar la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, que constituye una fracción de la aceleración de la gravedad. Se determinan seis zonas sísmicas según el mapa:

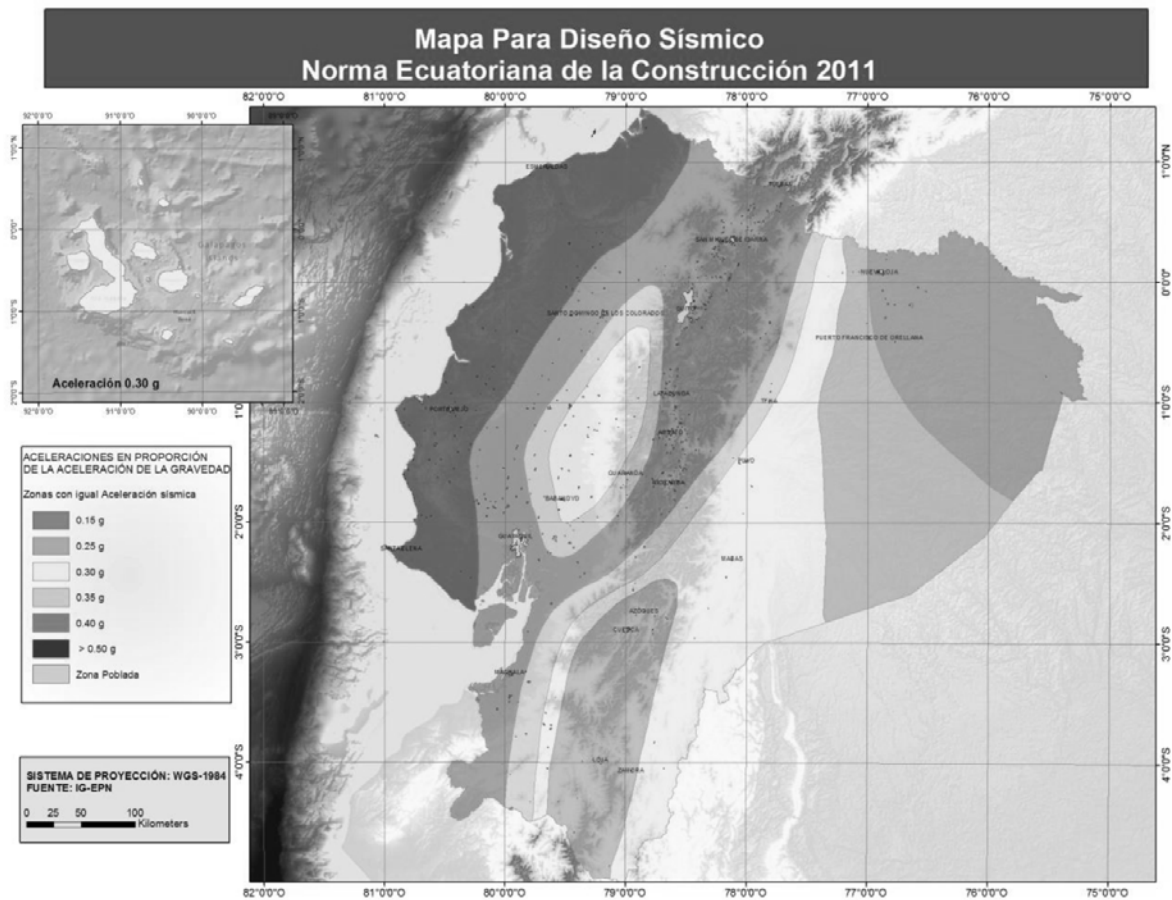


FIGURA 26: MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE ECUADOR

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor de Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 3: Zonas sísmicas y valor de Z

⁴³ Z = factor de zona

Para el diseño de estructuras de ocupación especial y/o esencial, como puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a una edificación, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el objeto de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, para lo cual se emplean las curvas de peligro sísmico. Estas curvas se proporcionan para cada capital de provincia, y se indica el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA).

Todo el territorio ecuatoriano está caracterizado con amenaza sísmica alta a excepción del Nororiente, (amenaza intermedia), y el litoral (amenaza muy alta). Para determinar el valor de Z se muestra en el NEC-SE-DS⁴⁴ la Tabla 16, que contiene un listado con el factor Z para varias poblaciones del Ecuador, de modo que si una población o zona no está en la lista y se dificulta la identificación de la zona en el mapa, entonces se localizará la población más cercana.

2.2.7.1 GEOLOGÍA LOCAL

Se definen seis tipos de suelos con los parámetros correspondientes a los 30m superiores del perfil, para los tipos A, B, C, D, y E.

Tipo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \geq V_s \geq 760$
C	Perfil de suelo denso o roca blanda que cumplan con	$760 \geq V_s \geq 360$
	o, cualquiera de los dos criterios (N=número de golpes en el ensayo de penetración estándar)	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 \geq N \geq 15$ $100 \text{ KPa} \geq S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumple con la velocidad de la onda cortante, $V_s(\text{m/s})$	$V_s \leq 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor $H > 3\text{m}$ de arcillas blandas (Su = Resistencia al corte no drenado)	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$

Tabla 4: Tipos de suelos en Ecuador

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios (NEC-SE-DS 10.6.4) y la respuesta no debe limitarse a los $H = 30\text{m}$ superiores cuando el espesor del suelo es significativo.

⁴⁴ NEC-2011, capítulo de diseño sismo resistente

Tipo	Descripción
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren de una evaluación realizada en el sitio por un ingeniero geotécnico. Se compone de la siguientes clases:
	F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por el sismo, tales como suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados... y otros.
	F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas o muy orgánicas)
	F3: Arcillas de alta plasticidad, (H > 7.5m con índice de plasticidad IP > 75)
	F4: perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)
	F5: Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca y variaciones bruscas de Vs.
	F6: Rellenos colocados sin supervisión de ingeniero.

Tabla 5: Perfil tipo F

Se determinan los coeficientes F_a , F_d y F_s , que amplifican las ordenadas del espectro de respuesta elástico, para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_a : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del Espectro de Respuesta Elástico de aceleraciones

Tipo perfil suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Ver Tabla 2 de NEC-SE-DS (10.6.4)					

Tabla 6: F_a , Coeficiente aceleraciones

Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del Espectro de Respuesta Elástico de desplazamientos

Tipo perfil suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver Tabla 2 de NEC-SE-DS (10.6.4)					

Tabla 7: Fd, coeficiente elástico de desplazamientos

Fs: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del Espectro que considera el comportamiento no lineal del suelo, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia del sismo y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo perfil suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver Tabla 2 de NEC-SE-DS (10.6.4)					

Tabla 8: Fs, Coeficiente de comportamiento no lineal

2.2.7.2 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, considera el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y los coeficientes de amplificación F_a , F_d , F_s .

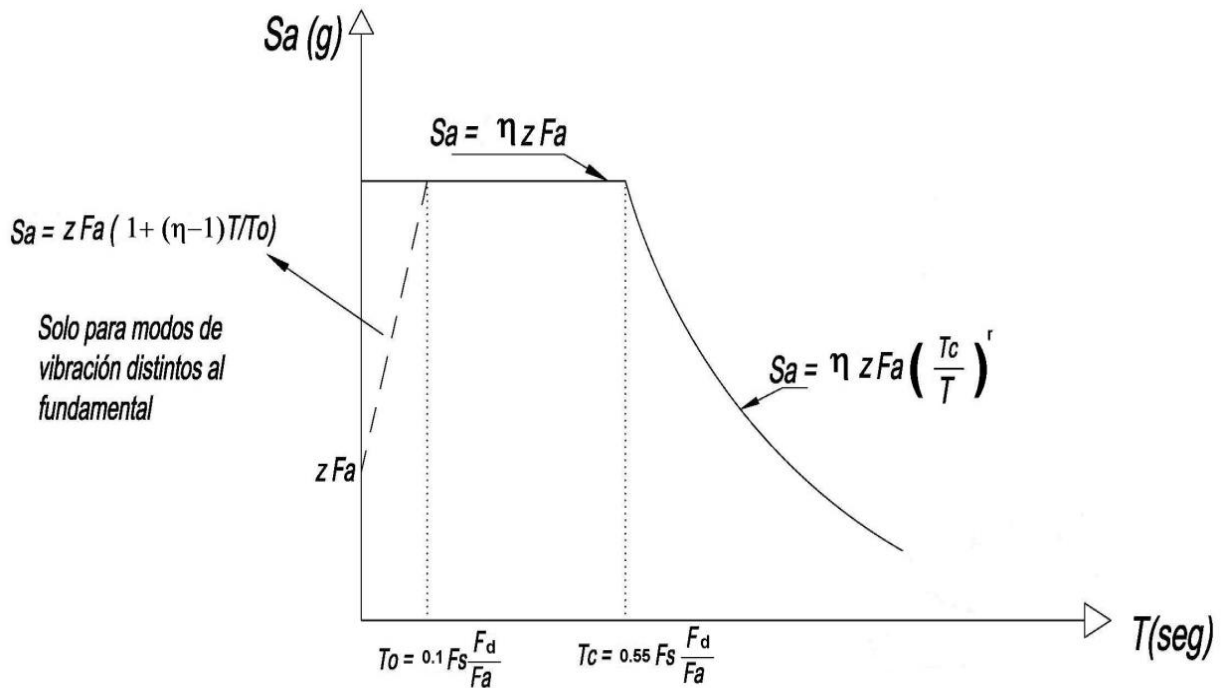


FIGURA 27: ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA DE ACELERACIONES

Este espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 55, se obtiene mediante ecuaciones válidas para dos rangos de los períodos de vibración estructural T :

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA (Peak Ground Acceleración), valor de la aceleración sísmica esperada en roca. Del análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de las aceleraciones espectrales, obtenidas de los valores de aceleraciones espectrales proporcionadas por las curvas de peligro sísmico y normalizándolo para la aceleración máxima en el terreno Z, se definen los valores de amplificación espectral, η , (S_a/Z , en roca), de acuerdo a la región del Ecuador: ($\eta = 1.80$) Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas; ($\eta = 2.48$) Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos; ($\eta = 2.60$) Provincias del Oriente.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, g
r	Factor del espectro de diseño elástico: ($r = 1.0$) para tipo de suelo A, B, o C ; ($r = 1.5$) para suelo tipo D o E
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_c	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño: $T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$
T_0	Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Para el análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a , para valores del período de vibración menores a T_0 , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

- Si de estudios de microzonificación sísmica realizados en sitio para una región determinada del país, (NEC-SE-DS 10.6.3), se establecen valores de F_a , F_d , F_s y S_a , diferentes a los aquí establecidos, se debe utilizar dichos valores
- Para análisis de modos superiores al fundamental se considerará el ramal izquierdo del espectro en la zona de períodos cortos

La cadena de demanda sísmica según la NEC 2011 se establece mediante el siguiente gráfico:

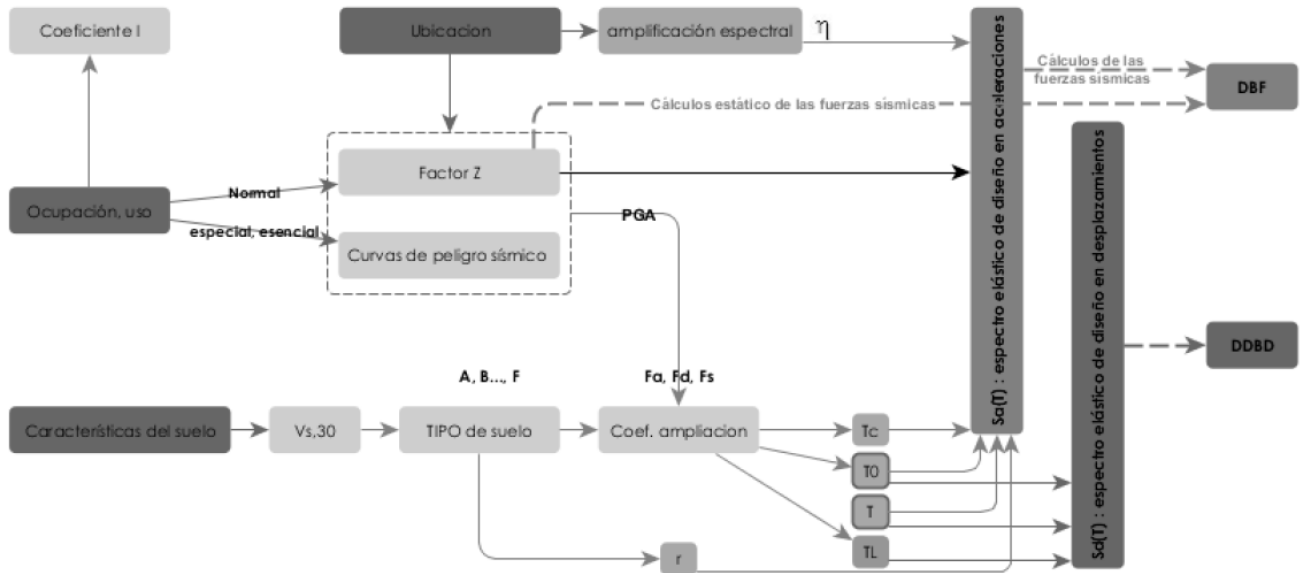


FIGURA 28: CADENA DE DETERMINACIÓN DE DEMANDA SÍSMICA

En la NEC 2001 se establecen valores mínimos de derivas, que constan en la siguiente tabla:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

TABLA 9: VALORES MÍNIMOS E DERIVAS EN LA CEC 2011

“El Ministro anunció que junto a esta norma se aprobarán otras que completarán un esquema global, mediante el cual el Gobierno procura precautelar la calidad de la construcción. Aulestia aclaró que estas normas no serán estáticas en el tiempo

y siempre van a estar en constante cambio, desde una perspectiva totalmente técnica. “⁴⁵

2.2.8 LEYES QUE SUSTENTAN LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación tiene su sustento legal en los siguientes preceptos:

- **Constitución de la República del Ecuador, artículo 375:** *“Le corresponde al Estado ejercer la rectoría para la planificación, regulación, control, financiamiento y elaboración de políticas de hábitat y vivienda”.*
- **Constitución de la República del Ecuador, Derechos del Buen Vivir, artículo 30:** *“Las personas tienen derecho a un hábitat seguro y saludable, y a una vivienda adecuada y digna, con independencia de su situación social y económica.*
- **Código orgánico de disposición territorial autonomía y descentralización, décimo quinta disposición general:** *“Le corresponde al ente rector en la materia de hábitat expedir las normas ecuatorianas de la construcción que serán de obligatorio cumplimiento en los procesos constructivos”*
- **Acuerdo Ministerial 0028, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Disposición General primera:** *“ Todos los proyectos de construcción que sean ingresados para aprobación en el correspondiente Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal o Metropolitano deben sujetarse a las regulaciones de la Norma ecuatoriana de la Construcción 2011”*

⁴⁵ Tomado del Diario El Telégrafo, 19 de Agosto de 2014

CAPITULO III

3. METODOLOGÍA

"De haber sabido lo que estábamos haciendo, no se llamaría investigación, ¿verdad?"

Albert Einstein.

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Esta tesis de investigación se enmarca en el ámbito técnico socio-económico tal como se define en las siguientes características:

Propósito de la investigación. El propósito de esta investigación es analizar las variaciones de derivas, desplazamientos, geometría de elementos estructurales y costos de una edificación construida siguiendo los parámetros del Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, frente a los cálculos realizados con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Los procedimientos de la investigación. La investigación contempla la recolección de información específica sobre el caso de estudio, como planos estructurales, capacidad portante del terreno, memoria técnica, entre otros. Debido a esto se llevarán a cabo procesos sistemáticos de recolección de dicha información como por ejemplo recurrir a entrevistas a los diseñadores, constructores y fiscalizadores de la edificación, así como también a los ocupantes de la misma y al administrador. Los procesos de análisis requeridos se llevarán a cabo utilizando las herramientas computacionales disponibles, como Excel, ETABS y AutoCAD 14.

Profundidad de la investigación. Esta investigación es demostrativa, debido a que el análisis de los diferentes cálculos estructurales arrojarán resultados que demuestren la variación de datos específicos del caso de estudio.

3.2 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN

La investigación es una diligente y sistemática indagación o investigación sobre un tema, con el fin de descubrir o revisar los hechos, teorías, aplicaciones, etc. La metodología de la investigación es el sistema de métodos de disciplina particular.

Durante el desarrollo de esta investigación se utilizarán los siguientes métodos:

Método científico. Se utiliza con el fin de obtener la información necesaria sobre el caso de estudio, así como de datos específicos que se utilizarán el análisis posterior.

Método analítico. Se llevará a cabo el análisis de cálculos estructurales que se diferencian entre sí por la aplicación de parámetros específicos de diseño sismo resistente.

Método heurístico. Tal como lo proponen Bransford y Stein, en la presente investigación se identificará al problema para luego definirlo, explorar estrategias viables de análisis para posteriormente evaluar los resultados de los cálculos estructurales que permitan definir conclusiones y recomendaciones de la investigación realizada.

Método epistemológico. Se aplica este método para conocer los principios básicos del diseño sismo resistente, sus parámetros y las regulaciones que propone al NEC 2011 al respecto.

3.3 PROCESO DE OBSERVACIÓN

La observación directa del caso de estudio arroja como datos el material con el que fue construida la edificación, el estado actual de la misma entre otros. La observación directa también se aplica en los archivos físicos y virtuales del Distrito Metropolitano de Quito para obtener datos como micro zona sísmica, capacidad portante del suelo entre otros.

Debido a la tecnicidad de la presente investigación se debe recurrir a instrumentos de observación más específicos que determinen la vulnerabilidad sísmica el Edificio Peña, caso de estudio. Para en análisis visual de la vulnerabilidad sísmica se utilizan dos formularios, el FEMA-154 y el LMU21/REE.

Se escogió el formulario FEMA-154, que es el método usado en los Estados Unidos por el Federal Emergency Management Agency (FEMA), es un método cualitativo, el cual para la determinación de si se reforzará la edificación lo hace a través de un índice, si el resultado de la evaluación es menor o igual que dos (≤ 2) hay que usar un método más detallado que conlleva el análisis de la edificación con análisis primeramente lineal, si cumple no hay que reforzar, si no cumple hay que hacer un análisis no lineal de la edificación, si cumple no hay que reforzar y si no cumple definitivamente hay que reforzarla.

Si el índice de la metodología es mayor o igual que dos (≥ 2), no necesita reforzamiento, el índice 2 significa que la edificación tiene una probabilidad de 1 a 100 de que colapse. El método maneja un formulario⁴⁶ que contempla una descripción de la edificación que incluye: localización, número de pisos, año de construcción, área de construcción, nombre del edificio, utilización, foto de la edificación, un espacio para esquematizar irregularidades tanto en planta como en elevación.

También posee recuadros donde se señalará el uso del edificio, la cantidad de persona que la ocuparán, los tipos de suelo, los tipos de elementos no estructurales, estructuraciones a contemplar, las cuales serán presentadas con los índices básicos de acuerdo al riesgo sísmico de la localidad. Luego presenta un recuadro donde están los factores de ajuste del índice básicos por las siguientes características: altura media (4 – 7 niveles), gran altura (≥ 8 niveles), irregularidades en elevación, irregularidades en planta, ajuste por el año de la edificación ante de uso de la primera normativa, ajuste por el año de construcción después de la normativa vigente.

⁴⁶ El formulario se presenta en la Figura 6 de la presente investigación

Luego presenta el cuadro de ajuste por el tipo de suelo, y por último se determina el índice final a través de una suma algebraica de los valores involucrados. Conocido este índice final se determina la vulnerabilidad de la edificación.

Bajo estas condiciones se utilizará el formulario FEMA-154 para analizar la vulnerabilidad sísmica del edificio Peña, extrapolando los parámetros utilizados en Estados Unidos (que constan en el formulario) con los que propone la NEC-2011.

El formulario LMU21/REE será utilizado también para definir la vulnerabilidad sísmica por ser el documento oficial que se utiliza en el Distrito Metropolitano de Quito en trámites que involucren una especificación técnica de la edificación. La parte informativa del formulario detalla datos como dirección de la edificación, tipo de edificio, utilización, área. También constan los datos de la persona que realizó la inspección, incluso el registro en el SENESCYT⁴⁷

La parte media del formulario se deja para dibujo en planta y elevación de la edificación y además fotografías del edificio. La tipología de los edificios es casi la misma que la descrita en el formulario FEMA-154, con pequeñas variaciones. En el formulario del Distrito Metropolitano se detallan las características de las edificaciones con su respectivo código.

Los parámetros calificativos de la edificación están dados por la altura del edificio, irregularidades verticales y en planta, el código sismo resistente utilizado en la construcción y el tipo de suelo.

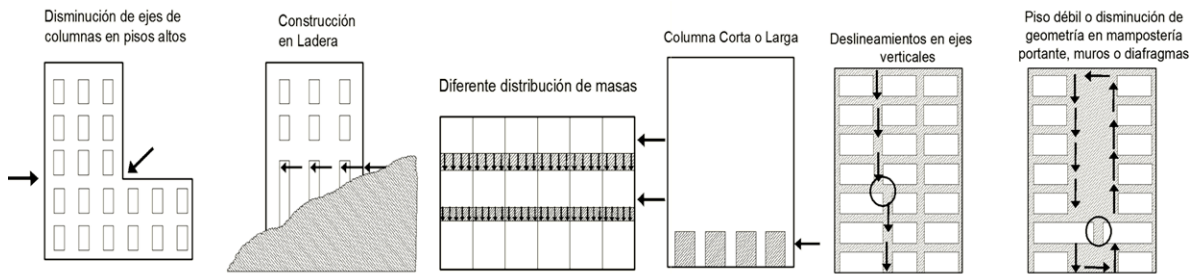


FIGURA 29: IRREGULARIDAD VERTICAL EN EL FORMULARIO LMU-21/REE

⁴⁷ Secretaria Nacional de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación

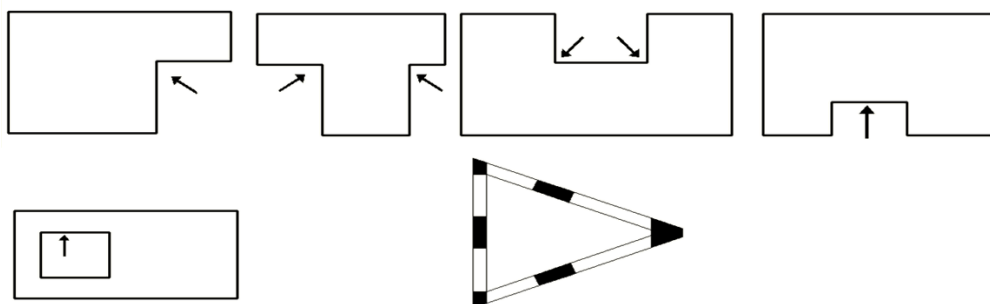


FIGURA 30: IRREGULARIDAD EN PLANTA EN EL FORMULARIO LMU-21/REE

El puntaje final determina la vulnerabilidad del edificio. Si el valor de “s” es menor a 2 entonces la edificación tiene una vulnerabilidad alta.

3.3.1 FORMULARIO LMU-21/REE

El formulario fue llenado in situ, desde la parte posterior del edificio, debido a que en la parte frontal existe una reja con vegetación que impide analizar los detalles del edificio, además una propietaria recomendó que no se tomen fotografías de la edificación. El formulario reposa en la sección de anexos de la presente investigación.

La edificación se asienta en un terreno de 576 m² pero la construcción tiene un área de 324 m². La construcción del edificio empezó en noviembre de 2002 y finalizó a mediados del año siguiente, según datos de una propietaria.

El edificio se cataloga como C1, Pórticos, elementos estructurales, columnas y vigas de hormigón armado. El puntaje básico es de 2.5

La altura de la edificación es de entre 4 y 7 pisos, es decir de mediana altura, por lo que se suma al puntaje básico otros 0,4 puntos.

La edificación se asienta en una ladera de inclinación mínima, sin embargo se catalogó como irregularidad vertical, es decir se restan 1.5 puntos.

No existen irregularidades en planta, por lo que no se restan puntos.

Debido a que la edificación se construyó en el año 2002, es decir con el Código Ecuatoriano de la Construcción, se debe sumar 1.4 puntos al total.

El tipo de suelo catalogado para la zona de la construcción es tipo C, es decir suelos densos o rocas blandas, con V_s ⁴⁸ entre 300 y 760 m/s, o más de 50 número de golpes STP⁴⁹, o resistencia no drenada igual o mayor a 100 KPa. Esto resta 0.4 puntos a la calificación final.

El puntaje final obtenido es de 4.2 lo que indica una vulnerabilidad baja de la edificación, sin embargo el puntaje podría ser mayor debido a que se consideró la irregularidad vertical de construcción en ladera que le resta un punto. Considerando nuevamente las condiciones de la construcción se decidió no tomar en cuenta esta irregularidad vertical, debido a que si bien el edificio se asienta en una ladera, ésta es de una pendiente mínima que no genera irregularidades en los elementos verticales del edificio.

Se considera a la edificación con una baja vulnerabilidad sísmica mediante el formulario LMU-21/REE.

3.3.2 FORMULARIO FEMA-154

Existen tres tipos de formularios, para baja, media y alta sismicidad. Para la presente investigación se escogió el formulario para alta sismicidad, debido a que la ciudad de Quito tiene un alto riesgo sísmico.

El formulario se llenó in situ, desde la parte posterior del edificio, que es la que consta en la fotografía.

Los datos informativos corresponden también a los completados en el formulario anterior, solo que se agregan los campos de nombre de la edificación, tipo de utilización y otros identificativos del edificio. El formulario FEMA-154 reposa en los anexos de la presente investigación.

En la utilización se escogió “residencial”, con un número de personas entre 11 a 100. El tipo de suelo escogido es el C, es decir suelo denso, acorde con la distribución de suelos de la figura 6.

No existen elementos que puedan caer en un evento sísmico, como chimeneas, parapetos, escaleras, entre otras.

El tipo de edificio escogido es el S4, de concreto reforzado, de acuerdo a la norma constructiva estadounidense, lo que le asigna un puntaje básico de 2.8.

⁴⁸ V_s = velocidad de propagación de la onda

⁴⁹ Standar Penetration test (Prueba de penetración estándar)

La altura se considera como mediana, de entre 4 y 7 pisos, lo que añade 0.4 puntos más.

Existe una pequeña irregularidad vertical, debido a que el edificio se construye en una ladera de pendiente mínima, esto le resta un punto al puntaje.

El edificio se construyó en el año 2002, lo que le agrega 1.6 puntos.

El tipo de suelo escogido resta 0.4 puntos, por lo que se obtiene un puntaje total de 3.4, que determina una baja vulnerabilidad del edificio.

3.4 MODELACIÓN EN ETABS⁵⁰

ETABS es un programa de análisis y diseño con un propósito especial, sofisticado fácil de usar, desarrollado específicamente para sistemas de edificaciones. ETABS posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño sin igual, todos integrados usando una base de datos común.

Según el Ing. Eliud Hernández, en su manual del usuario de este programa: *“ETABS se ha convertido en la herramienta fundamental para todo ingeniero estructural, por eso es ampliamente utilizada alrededor del mundo”*

Junto con otros programas de análisis y diseño estructural, como SAP2000⁵¹ y SAFE⁵² ahora incluso se imparten en las universidades técnicas como materias de curso, indicando lo útiles y necesarias que se han convertido las herramientas computacionales en la vida profesional de los ingenieros civiles.

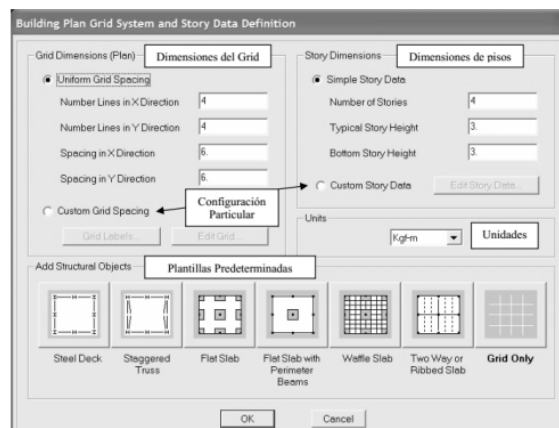


FIGURA 31: DEFINICIÓN DEL MODELO EN ETABS

⁵⁰ Siglas de: Extended Three Dimensional Building System

⁵¹ Siglas de: Structural Analysis Program

⁵² Siglas de: Structural Analysis for Engineers

La modelación en ETABS es muy parecida a la del SAP2000, debido a que ambos programas son desarrollados por la misma empresa, Morrison Engineering.

Al entrar al programa se nos presenta una pantalla de fondo negro con dos ventanas separadas verticalmente. Allí en la parte inferior derecha se despliega un menú con las unidades a utilizar en la generación del modelo estructural, mientras que en la parte superior izquierda se encuentra activo el menú File donde se puede abrir o importar un modelo existente, o bien, generar un nuevo modelo.

Una vez seleccionada alguna de las opciones se presenta una ventana con una serie de plantillas predeterminadas con el fin de generar la edificación correspondiente a partir de variables debidamente definidas. Las definir las opciones de los ejes se tiene:

- Line Type: permite definir el tipo de Eje, es decir, si se va a considerar Primario o Secundario.
- Visibility: permite definir si el grid se quiere mostrar en el modelo estructural.
- Bubble Loc: Permite cambiar la orientación del Eje.
- Grid Color: Permite asignarle a cada Eje un color particular.
- Hide All Grid Lines: Ocultar todos los ejes.
- Blue To Grid Lines: Unir las líneas al Grid.

Se usará concreto armado como material conformante de los elementos estructurales para el modelo, tendrá una resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Para definir este material se accede por el menú Define/Material Properties:

Material Property Data	
Material Name	CONC280
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Concrete
Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	2800
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000
Shear Reinf. Yield Stress, fy	42000
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	0.2448
Weight per unit Volume	2.4
Modulus of Elasticity	2526713.2801
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	1054604.44

FIGURA 32: DEFINICIÓN DE MATERIALES EN ETABS

La asignación de las vigas como columnas se las realizó mediante elementos "frame", a las cuales se les asignó una sección obtenida del pre diseño, también

se definió el material a usarse; se considera el agrietamiento en las secciones de hormigón armado para columnas de $0.80 \cdot I_g$ debido a que existe un debilitamiento de la inercia y las vigas con inercia agrietada de $0.50 \cdot I_g$, estos valores pueden cambiarse, dependiendo del Código sismo resistente que se vaya a aplicar.

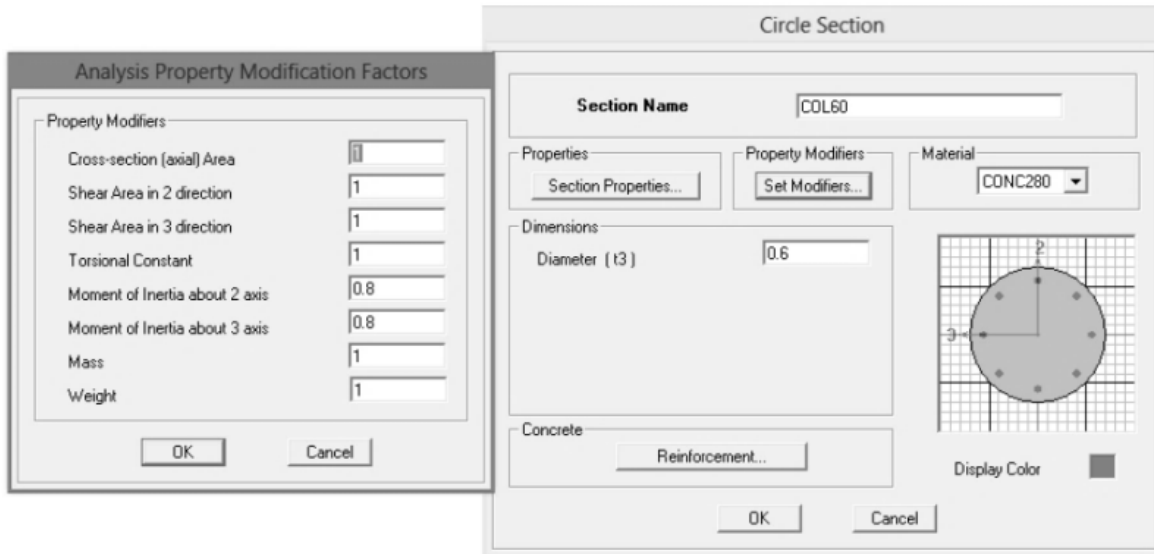


FIGURA 33: MODELACIÓN DE SECCIONES EN ETABS

Para dibujar las columnas en el programa se realiza los siguientes pasos:

- En la parte inferior derecha de la pantalla seleccionar */similar stories/*.
- Colocar la estructura en planta en el último piso.
- En la barra vertical izquierda seleccionar */create columns in región or at clicks plan/*.
- Aparece una ventana seleccionar la columna COL50X50, o la columna circular de la figura 24
- Seleccionar con el puntero del mouse en donde van las columnas es decir en la grilla seleccionar de acuerdo a los planos arquitectónicos la ubicación de las mismas.

Para dibujar las vigas es el mismo procedimiento que para las columnas la única diferencia es que en la barra vertical izquierda seleccionar */create lines in región/*.

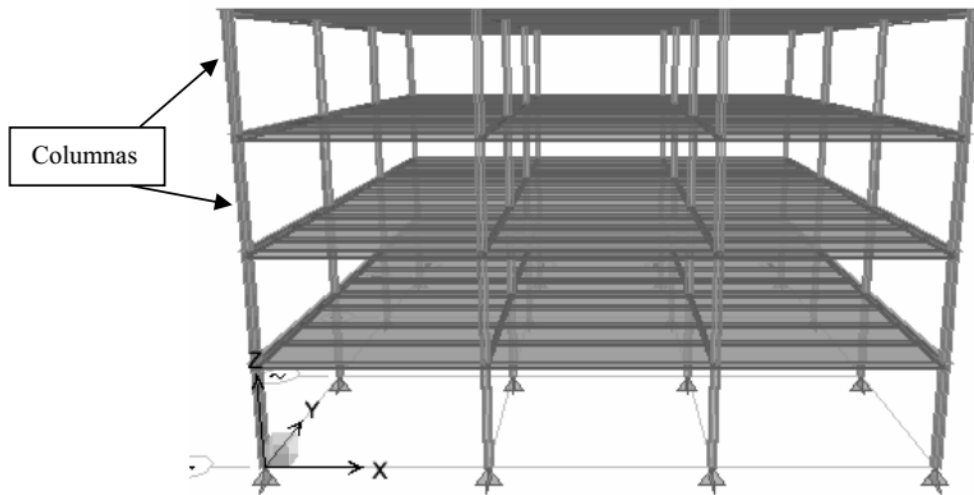


FIGURA 34: MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO EN ETABS

Para generar las losas alivianadas en el programa ETABS, primeramente se deben crear los nervios como elementos *"frame"*, para lo cual se asignó una sección de 10x25 cm. En segundo lugar se define la loseta de compresión como un elemento *"slab"* tipo membrana de 5 cm de espesor.

Se modela primero los nervios con un espaciamiento de 50 cm en cada sentido, luego la loseta de compresión. El programa ETABS no toma en cuenta la intersección que se da entre los nervios y la losa superior por esta razón para no duplicar este peso, se reduce el peso y la masa cuando creamos el nervio, el porcentaje al tomar en cuenta se deduce por regla de 3 simple al tratarse de un nervio de 25cm de altura y 5cm de losa el porcentaje será de 80%, otro factor a cambiar será la constante torsional, debido a que los nervios al trabajar en conjunto con la losa superior el aporte de torsión es mínimo.

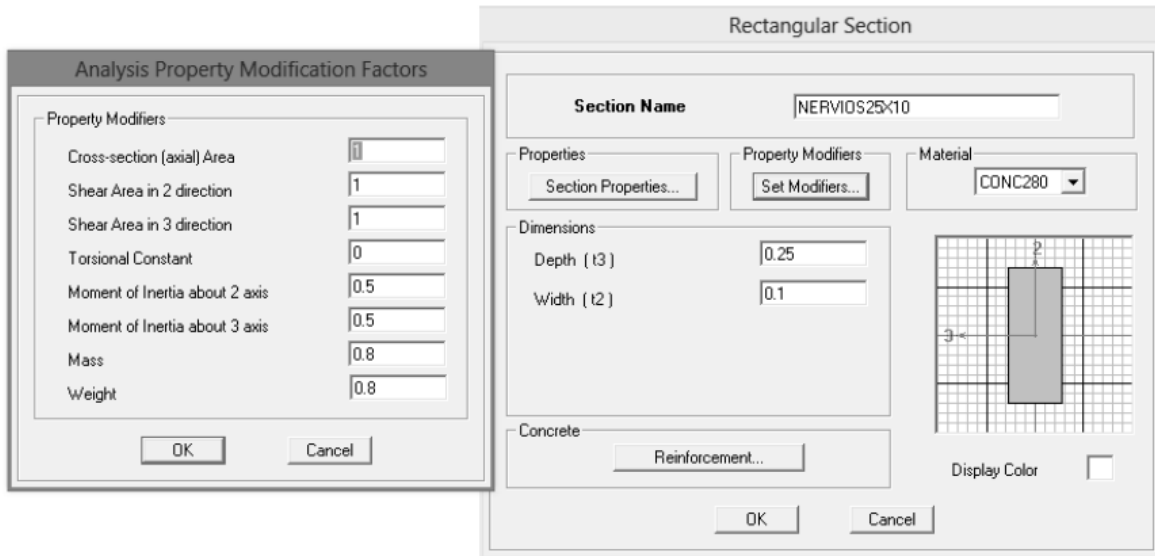


FIGURA 35: MODELACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ETABS

Se define los tipos de solicitaciones que estará sometida la estructura, primero se define las cargas por peso propio (DEAD) debido a que el programa analiza la carga muerta de todos los elementos estructurales modelados en función de las características asignadas al material utilizado, cargas vivas (LIVE) ésta se asigna en el modelo como un estado de carga uniformemente distribuida sobre la losa., cargas muertas (SUPERDEAD) donde colocaremos todas las cargas provenientes de elementos no estructurales, y cargas sísmicas que se colocan uno en sentido X y otro en sentido Y, (SX, SY, SXEP, SXEN, SYEP, y SYEN).

Para definir los estados de carga en el programa como muestra la fig. 3.36 se debe realizar los siguientes pasos:

- Seleccionar */Define - static load cases/*.
- Aparece una ventana en la cual se crea los siguientes estados de carga, carga muerta, carga viva, y carga por sismos esta última se puede realizar mediante coeficientes o por fuerzas laterales.
- La carga muerta (DEAD) se debe dejar con el factor 1 en *self weight multiplier*, de este modo el programa calculará el peso de acuerdo a las secciones ingresadas.

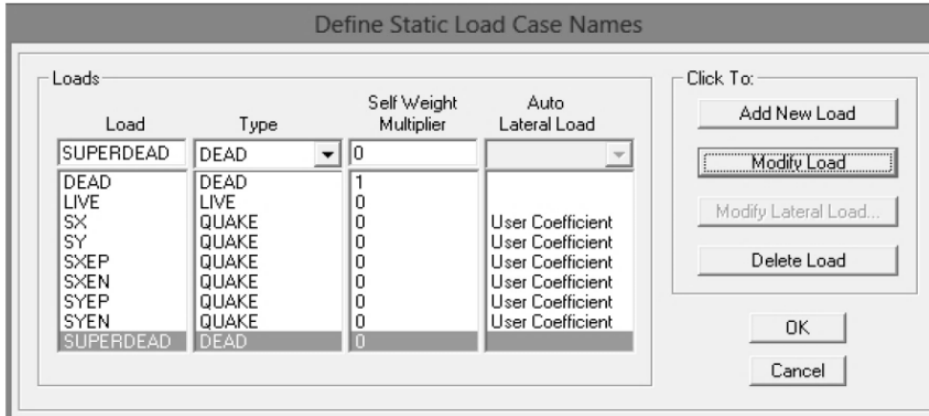


FIGURA 36: ASIGNACIÓN DE CARGAS EN ETABS

Para realizar el análisis de una estructura en el programa ETABS se asigna el espectro sísmico de diseño previamente creado en un libro de Excel. Para su importación al programa ETABS se necesita que los datos estén ordenados en 2 columnas, en la primera deberán de ir los periodos (en segundos) y en la segunda columna los valor de la aceleración.

Si el espectro lo trabajamos en Excel u otro programa, tenemos que guardar el archivo en un formato de texto (.txt) separado por tabulaciones. Se asigna un nombre cualquiera.

En el programa ETABS hacemos clic en el ícono, o por el menú */Define/Response Spectrum Functions/* y se agrega el espectro de diseño.

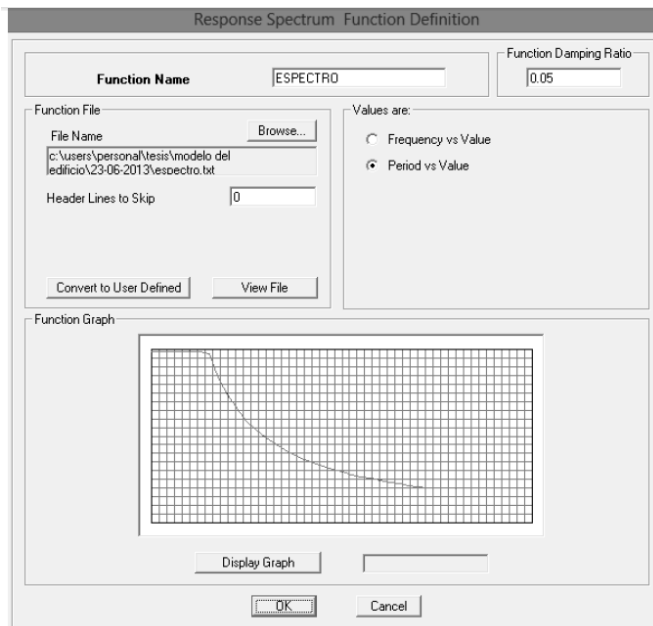


FIGURA 37: ESPECTRO SÍSMICO EN ETABS

Con esta modelación básica es posible calcular la edificación y obtener datos específicos como los desplazamientos y las derivas del piso, que son los valores que se compararán una vez aplicados los criterios sismo resistentes tanto del CEC 2002 y la NEC 2011

Para asignar los modos de vibración a la estructura en el programa ETABS se debe seguir los siguientes pasos:

- En la barra superior seleccionar /Analyze/set analysis options/.
- Aparece una ventana en la cual se debe seleccionar full 3D y click en p-delta esto servirá para analizar los efectos de piso blando.
- Click en /set dynamic parameters/.
- En modos de vibración colocar el número de modos de vibración requerido por el calculista en este caso se colocarán 12 modos, deducidos tres por piso.
- Click en /Ritz vectors/.

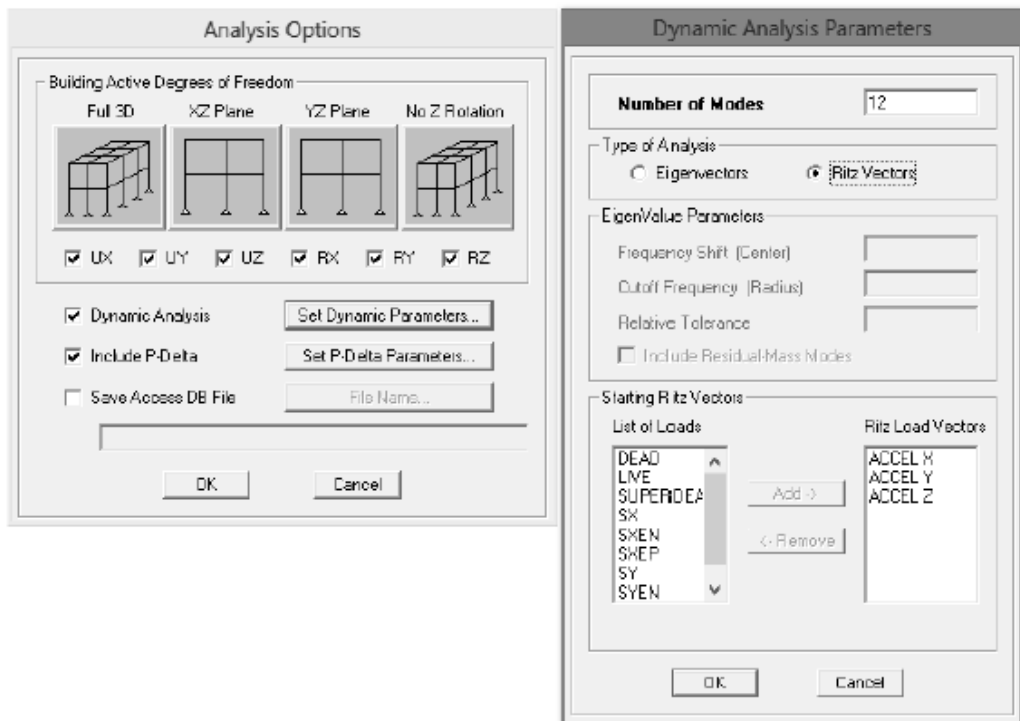


FIGURA 38: MODOS DE VIBRACIÓN EN ETABS

La norma NEC-11 Diseño Sismo resistente, indica cómo tomar en cuenta el peso de la edificación que intervendrá en el cálculo de la fuerza sísmica, nos dice que consideramos el 100% de las cargas muertas, y el 25% de las cargas vivas.

Para asignar este cálculo en el programa ETABS hacemos click en el menú /Define /Mass Source/. Tomamos la opción “From Loads” el programa para el cálculo de la masa toma en cuenta la propiedad peso del material.

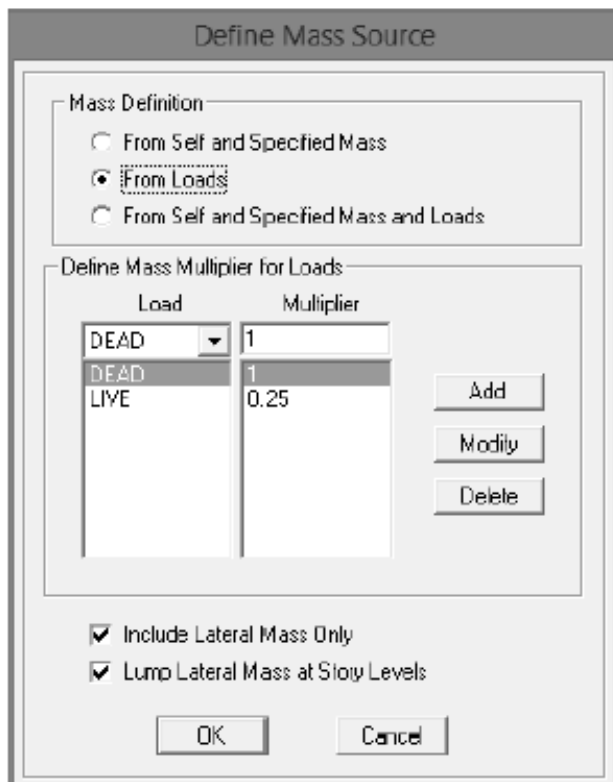


FIGURA 39: DEFINICIÓN DE CARGAS EN ETABS

3.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

El análisis del desempeño sísmico de una estructura requería una edificación que haya sido construida bajo los parámetros del CEC 2002 y que tenga un número de pisos no inferior a seis, para poder apreciar con mejor claridad los cambios geométricos y de otras variables al realizar el cálculo estructural de dicha edificación aplicando la normativa de la NEC 2011.

Además se requerían datos mínimos de la edificación tales como implantación, ubicación, estudio de suelos y planos arquitectónicos, para realizar el cálculo estructural de la misma.

La búsqueda se focalizó en edificios de concreto que cumplan con las características mínimas requeridas, la misma que tuvo cuatro resultados. Se escogió al Edificio Peña por la cantidad de datos disponibles del mismo.

3.5.1 MEMORIA DESCRIPTIVA DEL CASO DE ESTUDIO

Nombre del proyecto:	Edificio Peña
Propietario:	Ing. Manuel Peña
Ubicación:	Calle de los Cabildos, Sector Quito Tenis
Uso:	Vivienda
Área del terreno:	618 m ²
Número de plantas:	Dos subsuelos, seis niveles
Material Estructural:	Concreto
Año de construcción:	2002

3.5.1.1 DESCRIPCIÓN DE LAS PLANTAS DEL EDIFICIO

Nivel -4.00.- Subsuelo, parqueadero y bodegas.

Nivel -1.40.- Subsuelo y bodegas

Nivel +1.20.- Planta tipo, cuatro departamentos.

Nivel +4.05.- Planta tipo, cuatro departamentos.

Nivel +6.90.- Planta tipo, cuatro departamentos.

Nivel +9.75.- Planta tipo, cuatro departamentos.

Nivel +12.60.- Planta tipo, cuatro departamentos.

Nivel +15.45.- Planta tipo, cuatro departamentos.

Nivel +18.30.- Cubierta inaccesible.

3.5.1.2 IMPLANTACIÓN

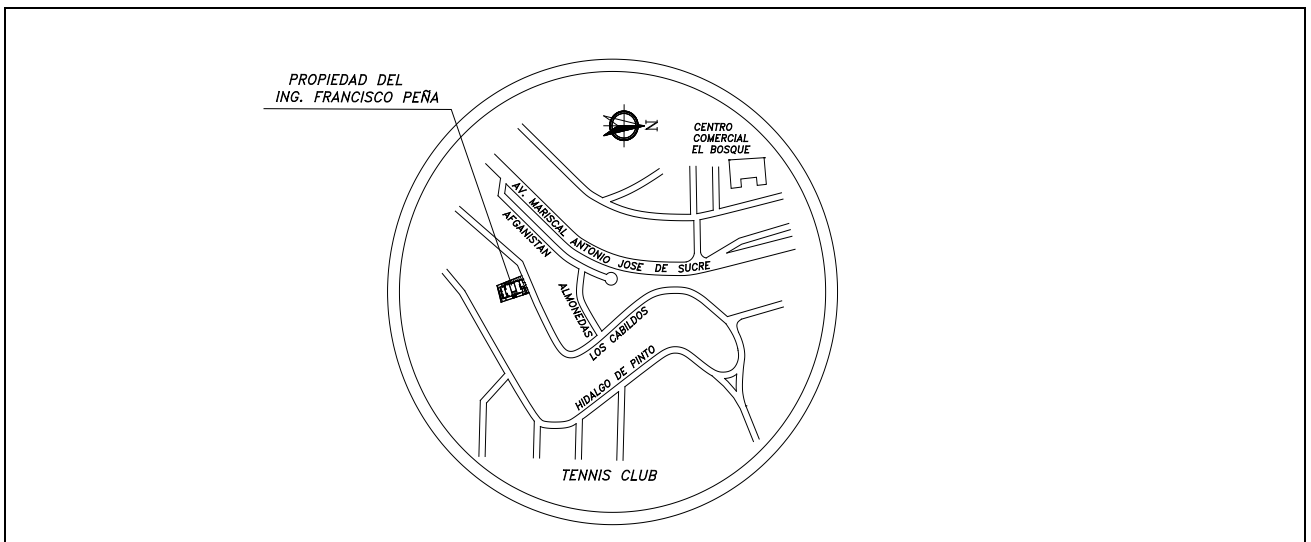


FIGURA 40: IMPLANTACIÓN EDIFICIO PEÑA

3.5.1.3 PLANTAS TIPO

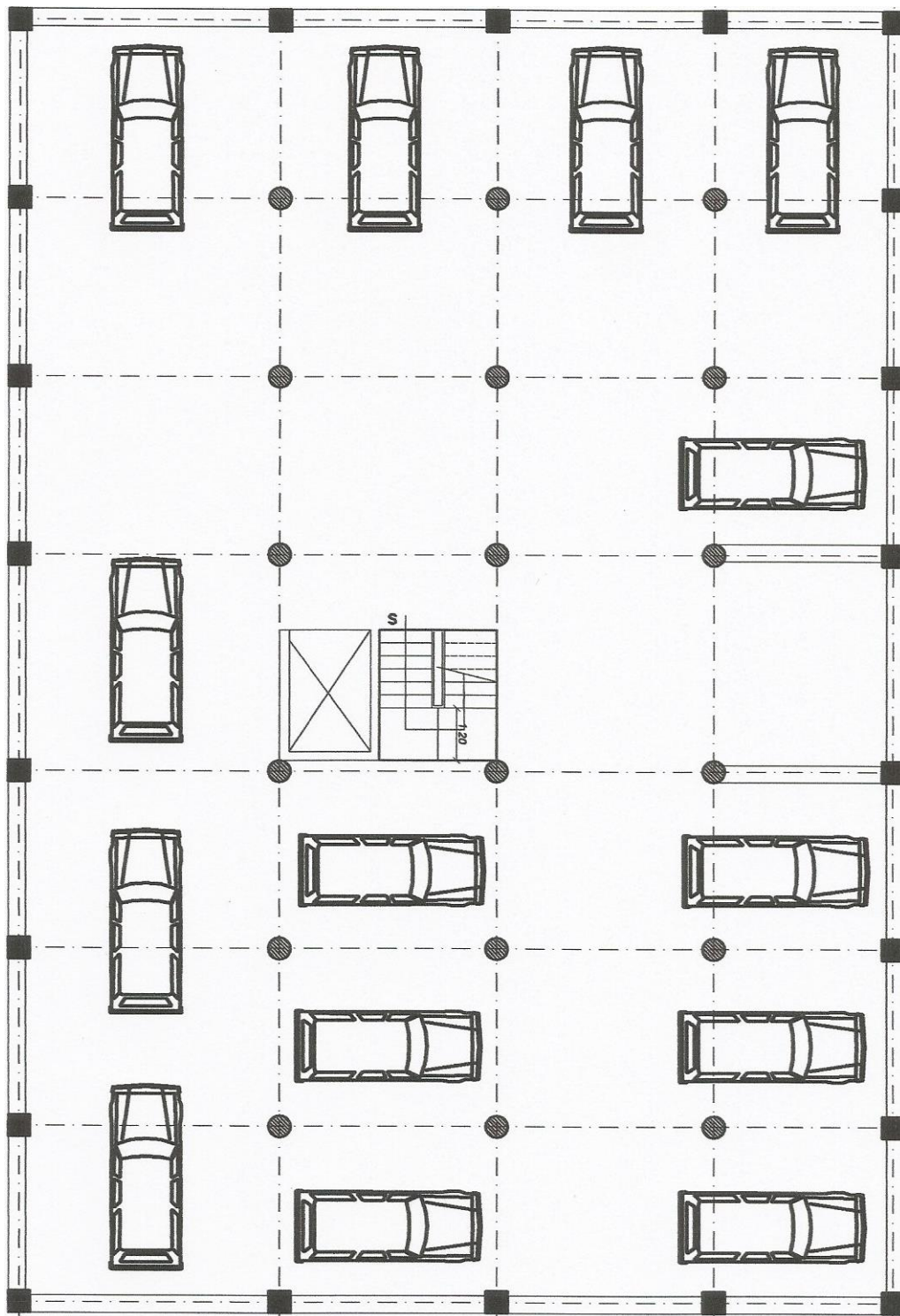


FIGURA 41: SUBSUELO TIPO, N-4.00, N-1.4

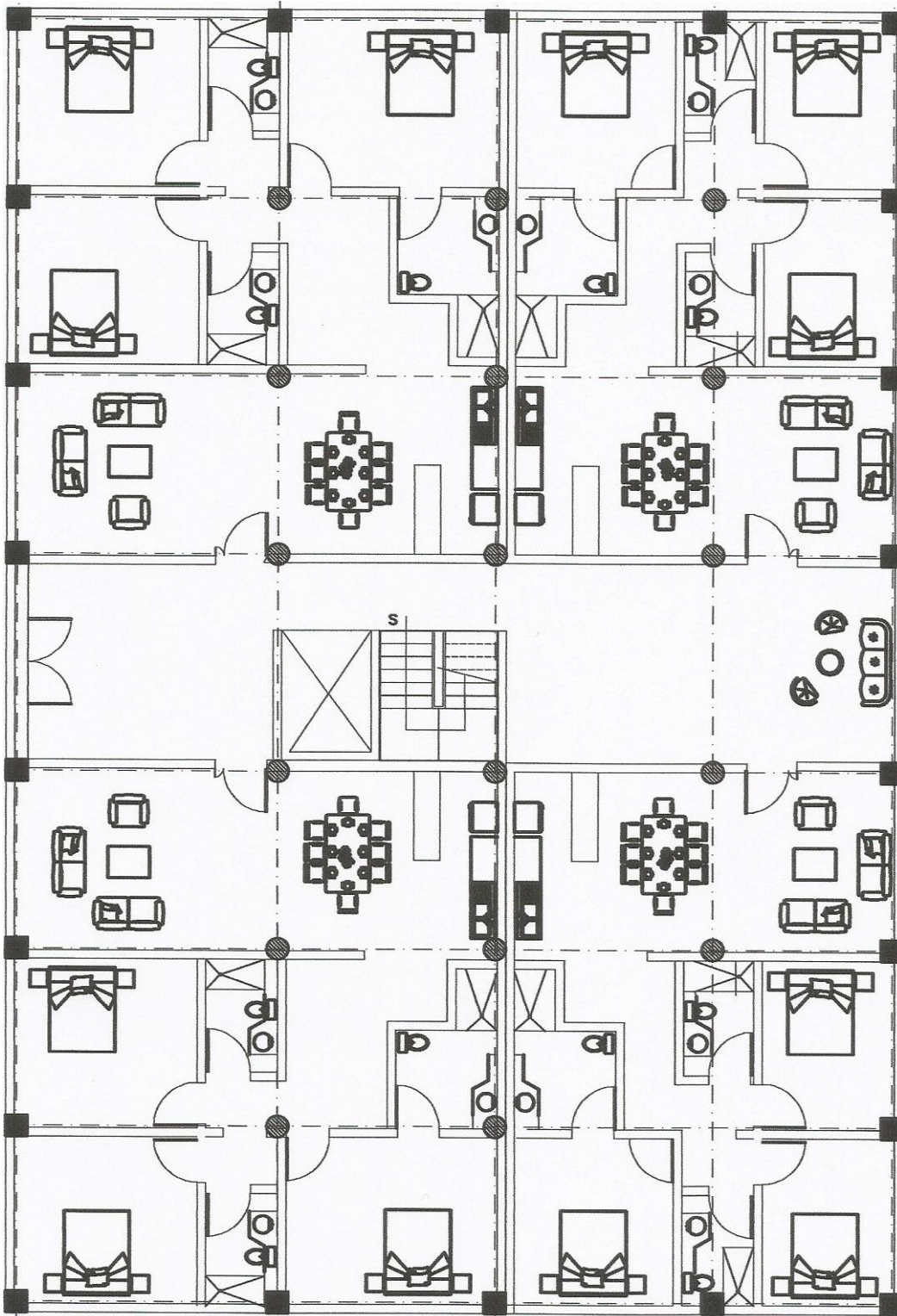


FIGURA 42: LOSA TIPO N+1.2, N+4.05, N+6.90, N+9.75, N+12.60, N+15.45.

Antes de calcular el edificio con los parámetros del CEC 2002 y la NEC 2011, se deben obtener datos generales como espesor de losa, cargas y secciones de elementos estructurales.

3.5.2 LOSA

El edificio Peña tiene una estructura constituida por dos subterráneos, destinados a parqueaderos y bodegas y seis pisos de viviendas. Debido a que no se tienen mayores datos sobre la construcción original, en vista que no se logró realizar una inspección visual del interior del edificio, se define que las losas de los pisos subterráneos y de vivienda sean bidireccionales, para soportar la carga que soportan.

El ancho de la losa se encuentra⁵³ dividiendo la luz mayor para 33:

$$h = \frac{ln}{33}$$

$$h = \frac{600 \text{ cm}}{33} \quad h = 18.18 \text{ cm}$$

Se adopta como ancho de losa $h = 25 \text{ cm}$

3.5.3 CARGAS

Según la página web de la Universidad de Manizales⁵⁴, las cargas muertas son: *“aquellas cargas que actúan durante toda la vida de la estructura. Incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas y los elementos arquitectónicos como ventanas, acabados, divisiones permanentes. También se denominan cargas permanentes. Su símbolo “D”, corresponde a la inicial en inglés de Dead (muerto).”*

La principal carga muerta es el peso propio de la estructura. Sus valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura. Aunque es el tipo de carga más fácil de evaluar, su monto depende de las dimensiones de los miembros de la estructura las cuales no se conocen al inicio del proceso. Es necesario recurrir entonces a estimaciones del valor inicial. Esta acción será más o menos aproximada, dependiendo de la experiencia del diseñador. En los casos comunes esta estimación inicial será suficiente; pero en casos no rutinarios, será necesario evaluar de nuevo el peso de la estructura y revisar el diseño.

⁵³ De acuerdo a la tabla 9.2 (C) en el artículo 9.5.3.2 del ACI318-05

⁵⁴

<http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%202/Cargas%20muertas.htm>

Para elementos longitudinales, como vigas, la carga se evalúa por unidad de longitud. Ha sido costumbre evaluarla en sistema MKS: “kg/m, t/m”. Sin embargo a partir de la vigencia de la norma NEC 2011 se debería hacer en el Sistema Internacional (SI): N/m, kN/m.

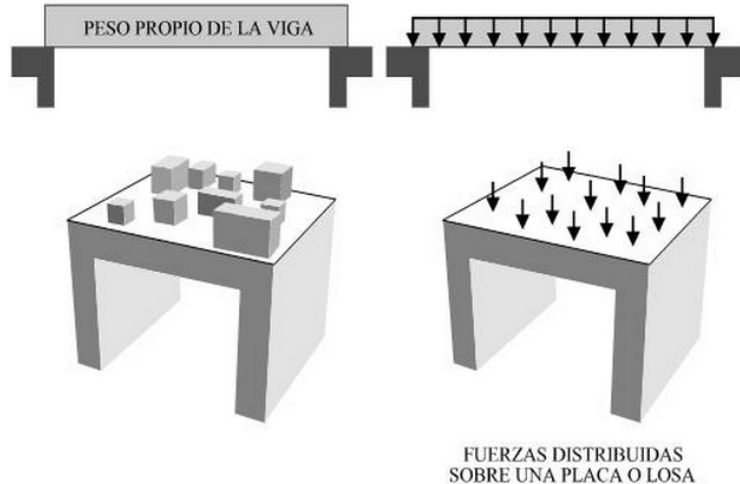


FIGURA 43: CARGAS MUERTAS EN EDIFICIOS

Las cargas muertas a considerarse en el caso de estudio se presentan en la siguiente tabla:

LOSA BIDIRECCIONAL		
P.P Loseta	0.05m * 1.00m * 1.00m * 2400Kg/m ³	120
P.P Nervios	0.20m * 0.1m * 3.6m * 2400 Kg/m ³	172.8
P.P Alivianamiento	8u/m ² * 7kg/m	56.0
P.P alisado sup - inf	0.05m * 1.00m * 1.00m * 1200 Kg/m ³	95.0
P.P acabados	0.025m * 1.00m * 1.00m * 1200Kg/m ³	30.0
	CM	473.8 Kg/m ²

Tabla 10: Carga muerta en losas

La Universidad de Manizales define a las cargas vivas como: “aquellas debidas al uso u ocupación de la construcción y que la identifican. Incluyen personas, objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio. Generalmente actúan durante períodos cortos de la vida de la estructura. También incluyen el impacto. Su símbolo corresponde a la inicial de Live (vivo). También se denominan cargas de “ocupación”. Debido a la dificultad de evaluarlas, se especifican por los Códigos de Construcción, en kN/m² en el SI o en kgf/m² en el MKS. Usualmente se considera que ocupan toda el área del piso como cargas uniformes, aunque en algunos casos puedan estar concentradas en un área específica.”

El Código Ecuatoriano de la Construcción 2002⁵⁵ especifica las siguientes cargas vivas, que se utilizarán en el presente cálculo estructural:

CV= 200.00 Kg/m² para Residencias

CV= 500.00 Kg/m² para Garajes

Reducción CV (CEC Parte I- 2001 Capítulo 6: 5 a 10 pisos = 40%

CV= 200 Kg/m²

CV= 0.6 * 200 Kg/m² = 120 Kg/m²

CV asumida= 120 Kg/m²

La carga de garaje no se reduce por lo dicho en CEC Parte I- 2001 Capítulo 6

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 en el Capítulo 1, referente a cargas establece:

CV= 2KN/m² = 203.94 Kg/m² para Residencias

CV= 2.0 a, b KN/m² = 500 Kg/m² para Garajes

La reducción de dichas cargas se da por la siguiente ecuación:

$$L = L_o(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}$$

$$L = 2(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 * 492}}$$

$$L = \frac{0.91\text{KN}}{\text{m}^2} = 92.79\text{Kg/m}^2$$

Dónde:

- L: sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área colaborante del elemento de soporte.
- L_o: sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área colaborante del elemento de soporte.
- K_{LL} factor de sobrecarga según el elemento de soporte.
- A_T área colaborante en metros cuadrados.

En la NEC 2011 se manifiestan excepciones en las siguientes combinaciones:

⁵⁵ CEC Parte I-2001 Capítulo 3

$$1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$$

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

El factor de incremento de carga para L en las combinaciones 3, 4 y 5, puede ser 0.5 para todos los casos en los cuales L_o sea igual o menor que 4.8 kN/m^2 en la Tabla A1 con excepción de las aéreas destinadas a estacionamientos y reuniones públicas.

Por lo tanto:

$$CV = 2 \text{ KN/m}^2 = 102 \text{ Kg/m}^2 \text{ para Residencias}$$

La carga de garaje no se reduce por lo expresado en la NEC 2011: “En estacionamientos para vehículos de pasajeros no se permite reducción de las sobrecargas, excepto cuando el elemento soporte dos o más pisos en que se podrá reducir hasta en un 20 %”.

3.5.4 SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Debido a la simetría del edificio se puede regularizar las dimensiones de las columnas y vigas para tener la menor cantidad posible de secciones, lo que hará optimizar el tiempo de cálculo y de posterior construcción.

Se pre diseñaron tres tipos de vigas, los mismos que se ubican en diferentes niveles de la estructura, como consta en la siguiente tabla:

Base (b)	Altura (h)	h/b (≤ 2)	Niveles
40	50	1.25	N-4.0, N-1.40
40	40	1	N+1.2, N+4.05, N+6.9
30	40	1.33	N+9.75, N+12.6, N+15.45

Tabla 11: Secciones de vigas

Existen dos tipos de columnas, las perimetrales tiene un diseño cuadrado y las interiores son circulares:

Sección	Base (b)	Altura (h)	Diámetro (d)	Ubicación
cuadrada	50 cm	50 cm		perimetrales
circular			50 cm	circulares

Tabla 12: Secciones de columnas

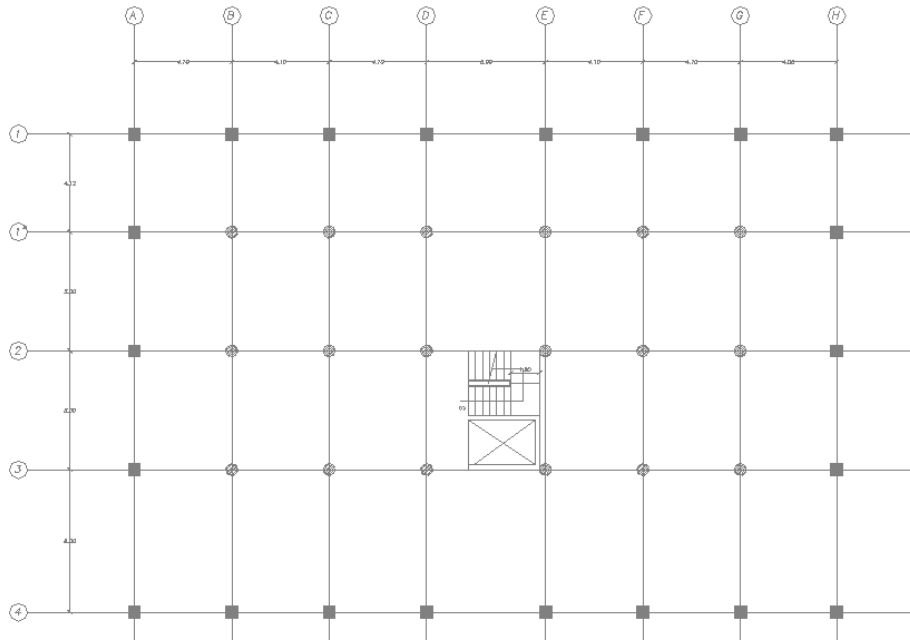


FIGURA 44: DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS EN PLANTA TIPO

3.5.5 CARGAS EN PAREDES

En el edificio se catalogan tres tipos de pared, las totales de 1m, totales de 2m y paredes con ventana, las especificaciones se encuentran en la siguiente tabla:

Tipo de pared	dimensiones	Peso
Pared 1 (PP1)	0.15 * 2.4 * 1 * 1600	576 Kg/m lin.
Pared 3 (PP3)	0.15 * 2.4 * 2 * 1600	1152 Kg/m lin
Pared antepecho	0.15 * 1.1 * 1 * 1600	264 Kg/m lin
Vidrio	0.006* 1 * 1.3 * 2680	20.9 Kg/m lin
Pared 2 (PP2)	Antepecho + vidrio	284.9 Kg/m lin

Tabla 13: Cargas en paredes

3.6 CÁLCULO ESTRUCTURAL CON EL CEC 2002

Para realizar el cálculo utilizando los parámetros sísmo resistentes del CEC 2002, se recurrió al compendio de fórmulas y coeficientes recopilado por el Dr. Fabricio Yépez, en el que se detallan los requisitos mínimos del diseño.

3.6.1 PESO DEL EDIFICIO

En el CEC 2002 la carga sísmica reactiva W^{56} representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

Para encontrar el peso del edificio, el proceso se lo debe hacer planta por planta, pro en el caso de estudio se simplifica debido a que las existen tres tipos de planta, que difieren entre sí por el peso de las paredes:

Plantas N+1.2, N+4.05, N+6.9, N+9.75, N+12.6, N+15.45

Datos específicos:

Longitud de Pared 1 = 188.79 m

Longitud de Pared 2 = 45.75 m

Longitud de Pared 3 = 22.81 m

Área Planta = $(29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$

Área Planta = 482.295 m²

WCM = (CM Area Planta) + (PPi Li)

WCM = $(473.8 * 482.295) + (576 * 188.79) + (284.9 * 45.75) + (1152 * 22.81)$

WCM = 376565.706 Kg

W = WCM + 25%WCV

W = $376565.706 + 0.25 (CV \text{ Área Planta})$

W = $363559.56 + 0.25 (120 * 482.295)$

W = 391034.556 Kg = **391.03 Ton**

⁵⁶ CEC 2002 en la parte 6.1.1

PLANTA N+18.3

Datos generales:

$$CM = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 120 \text{ Kg/m}^2$$

$$PP1 = 576 \text{ Kg/mL}$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 43.59 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 5.48 \text{ m}$$

$$\text{Area Planta} = (29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$$

$$\text{Area Planta} = 482.295 \text{ m}^2$$

$$WCM = (CM \text{ Area Planta}) + (PPi \text{ Li})$$

$$WCM = (473.8 * 482.295) + (576 * 43.59) + (284.9 * 5.48)$$

$$WCM = 255180.46 \text{ Kg}$$

$$W = WCM + 25\%WCV$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (CV \text{ Area Planta})$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (120 * 482.295)$$

$$W = 269649.31 \text{ Kg} = \mathbf{269.64 \text{ Ton}}$$

TAPAGRADAS N+ 20.82

Datos generales:

$$CM = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Área Planta} = (13.8 * 5.4)$$

$$\text{Área Planta} = 74.52 \text{ m}^2$$

$$\text{WCM} = (\text{CM Área Planta}) + (\text{PPi Li})$$

$$\text{WCM} = (473.8 * 74.52) + (0)$$

$$\text{WCM} = 35307.57 \text{ Kg}$$

$$\text{W} = \text{WCM} + 25\% \text{WCV}$$

$$\text{W} = 35307.57 + 0.25(\text{CV Área Planta})$$

$$\text{W} = 35307.57 + 0.25 (120 74.52)$$

$$\text{W} = 37543.17 \text{ Kg} = \mathbf{37.54 \text{ Ton}}$$

Planta Nivel	Peso W (Ton)
20,82	37,54
18,3	269,64
15,45	391,03
12,6	391,03
9,75	391,03
6,9	391,03
4,05	391,03
1,2	391,03
Total	2653,36

Tabla 14: Peso del edificio

3.6.2 CARGA SÍSMICA

El cortante basal total de diseño V, que será aplicado a la estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones de acuerdo al Código de Ecuatoriano de la Construcción, en el artículo 6.2.1:

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

Dónde:

Z: Factor de peligrosidad sísmica de la Zona

I: Coeficiente de Importancia de la Estructura

C: Coeficiente de suelo (interacción suelo – estructura). No debe exceder del valor de Cm establecido y no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

R: Factor de reducción de respuesta estructural.

ϕ_p : Configuración en Elevación

ϕ_e : Configuración en Planta

El INEN CPE 5:2001⁵⁷ determina cuatro tipos de suelo:

- S1: Roca o suelo firme, S=1, Cm= 2.5
- S2: Suelos intermedios, S= 1.2, Cm= 3
- S3: Suelos blandos y de estrato profundo, S= 1.5, Cm=2.5
- S4: Condiciones especiales de suelo, S= 2, Cm= 2.5

El valor Z, según el INEN CPE 5:2001 determina que el valor Z para la zona sísmica I es 0.15, para la II es 0.25, la zona III 0.3 y la zona IV es 0.4. Para el caso de estudio se toma el valor de 0.4.

El factor de reducción de respuesta estructural es R=12, establecido en el CPE 5:2001 para edificaciones con muros estructurales.

Los coeficientes de configuración en elevación y en planta son 0.81 y 0.9 respectivamente, valores también tomados de dicho código.

3.6.3 PERÍODO DE VIBRACIÓN T

Para el análisis modal de la estructura con muros de corte se requiere utilizar el coeficiente Ct = 0,06, para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras.

Aplicando la ecuación del Período de Vibración se tiene:

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.06 * (22.22)^{3/4}$$

$$T = 0.61 \text{ seg}$$

⁵⁷ Código de práctica Ecuatoriano

3.6.4 COEFICIENTE C

El Código Ecuatoriano de la Construcción 2002⁵⁸ señala la ecuación:

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

Dónde:

S: Coeficiente en base al Perfil de Suelo. (De esta tabla se obtiene, además el Cm, que representa el punto máximo de la curva del espectro sísmico elástico).

T: Período de Vibración, y este valor está determinado a partir de uno de los métodos descritos por el CEC⁵⁹.

3.6.5 COEFICIENTE DE SUELO

EL suelo donde se encuentra ubicada la edificación es catalogado como suelo intermedio, por lo que se adopta S=1.2 y Cm=3. Reemplazando los valores en la fórmula se tiene:

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

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.61}$$

$$C = 2.53$$

⁵⁸ Artículo 6.2.1

⁵⁹ Artículo 6.2.4.1

3.6.6 CARGA DE SISMO PARA MODELOS CON MUROS DE CORTE

Se calcula el valor de V, con los datos numéricos obtenidos anteriormente:

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

$$V = \frac{0.4 * 1 * 2.53}{12 * 0.81 * 0.9} * W$$

$$V = 0.115 * W$$

$$V = 0.115 * 2653.26 \text{ Tn}$$

$$V = 307.36 \text{ Tn}$$

3.6.7 DISEÑO ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad C, para el nivel del sismo de diseño se aprecia en la siguiente figura:

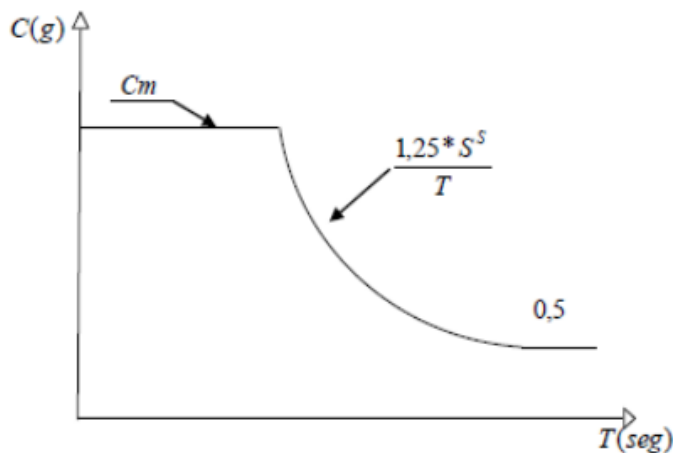


FIGURA 45: ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES (CEC 2002)

Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, a

menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

Con los datos obtenidos previamente, se construye una tabla y a partir de ella el gráfico del espectro elástico para la edificación:

Z = 0.4 T = 0.61 seg C = 2.53 g = 9.81 (gravedad)
 I = 1.0 R = 12 $\phi_p = 0.9$ S = 1.2 $\phi_e = 0.81$

T	C
0.00	2,53
0.20	2,53
0.30	2,53
0.40	2,53
0.52	2,53
0.56	2,53
0.60	2,53
0.61	2,53
0.70	2,22
0.80	1,95
0.90	1,73
1.00	1,56
1.20	1,30
1.40	1,11
1.60	0,97
1.80	0,86
2.00	0,78
2.20	0,71
2.40	0,65
2.60	0,60
2.80	0,56
3.00	0,52
3.20	0,49
3.40	0,46
3.60	0,43
3.80	0,40
4.00	0,39

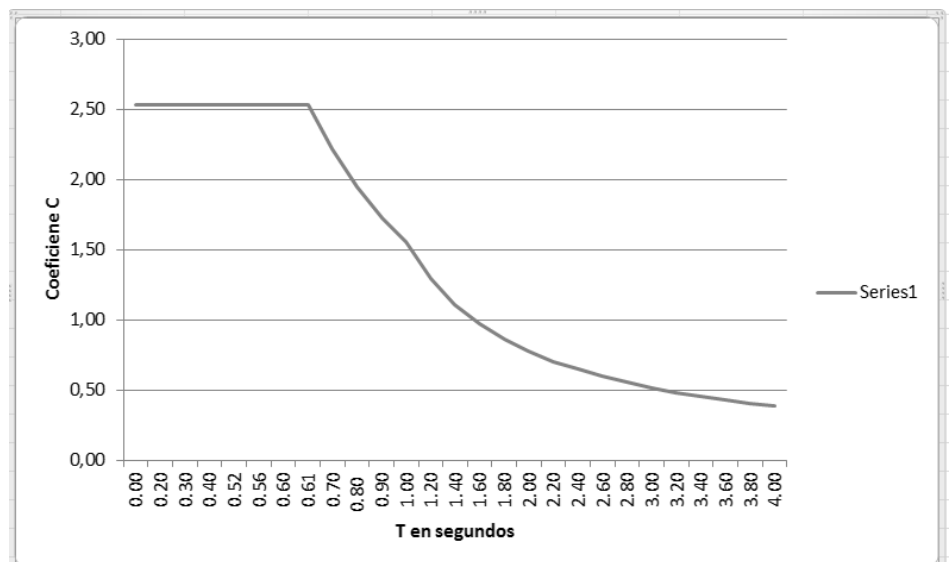


FIGURA 46: ESPECTRO ELÁSTICO, CEC 2002

Tabla 15: Datos espectro elástico según CEC 2002

Con los datos obtenidos previamente, se construye una tabla y a partir de ella el gráfico del espectro inelástico para la edificación:

$Z = 0.4$ $T = 0.61 \text{ seg}$ $C = 2.53$ $g = 9.81 \text{ (gravedad)}$
 $I = 1.0$ $R = 12$ $\phi_p = 0.9$ $S = 1.2$ $\phi_e = 0.81$

T	A
0.00	0,671
0.20	0,671
0.30	0,671
0.40	0,671
0.52	0,671
0.56	0,671
0.60	0,671
0.61	0,671
0.70	0,589
0.80	0,515
0.90	0,458
1.00	0,412
1.20	0,343
1.40	0,294
1.60	0,258
1.80	0,229
2.00	0,206
2.20	0,187
2.40	0,172
2.60	0,158
2.80	0,147
3.00	0,137
3.20	0,129
3.40	0,121
3.60	0,114
3.80	0,108
4.00	0,103

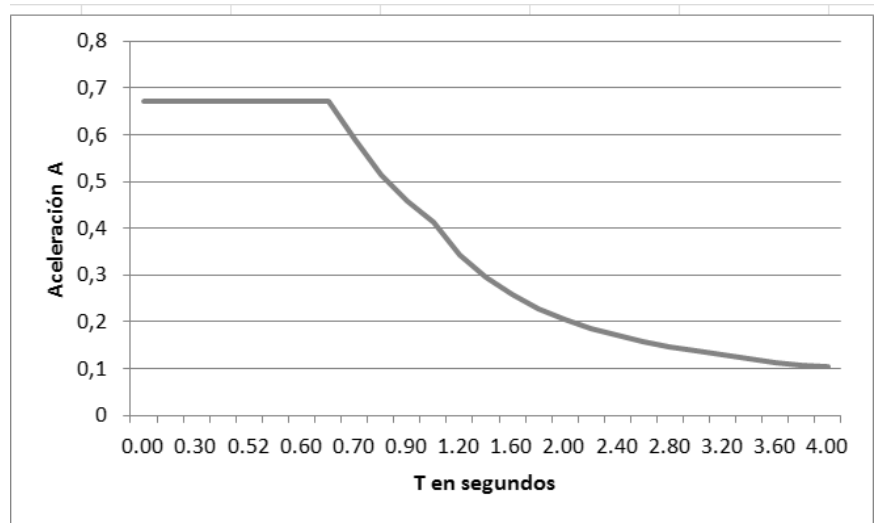


FIGURA 47: ESPECTRO INELÁSTICO CEC 2002

Tabla 16: Datos espectro inelástico CEC 2002

3.6.8 FUERZAS LATERALES

Según el CEC 2002 ⁶⁰ la fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura (F_t), constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso no debe exceder de $0.25V$, y puede considerarse nulo cuando el periodo de vibración (T) es menor o igual a 0.7 seg.

Se aplica T porque es el periodo de vibración que tiene la estructura ante un evento sísmico para retomar su estado normal. Se aplica la fuerza F_t para prevenir los momentos de volcamiento y momentos torsores que puede causar un sismo a la estructura.

Entonces Si:

$$T > 0.70\text{seg}$$

$$0.61\text{seg} < 0.70 \text{ seg.}$$

$$\text{Por lo tanto } F_t = 0$$

Entonces, se aplica la fórmula:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

$$V = 0.07TV$$

Dónde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura incluyendo el nivel n , de acuerdo con la

⁶⁰ Parte I - Capítulo 12, en el artículo 6.3.1.1

expresión:

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

- $F_t = 0$ $T = 0.61$ seg $T < 0.77$ seg
- $V = 0.115 W$
- $V = 0.115 * 2653.26 = 307.36 Tn$

$$F_x = \frac{(V - Ft)w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$$F_x = \frac{(307.36 - 0)w_x h_x}{28960.68}$$

$$F_x = \frac{(307.36)w_x h_x}{28960.68}$$

$$\text{Piso tapagradas } F_x = \frac{307.36 * 834.14}{28960.68} = 8.85 Tn$$

Para el resto de niveles se aplica la misma fórmula, resumiendo las fuerzas en la siguiente tabla:

Nivel (hi)	Peso Wi (ton)	Wi * hi	Fuerza sis. Fx (ton)	ΣFx (ton)
22.22	37.54	834.14	8.85	8.85
19.7	269.54	5309.94	56.35	65.21
16.85	391.03	6588.86	69.93	135.14
14	391.03	5474.42	58.10	193.24
11.15	391.03	4359.98	46.27	239.51
8.3	391.03	3245.55	34.45	273.95
5.45	391.03	2131.11	22.62	296.57
2.6	391.03	1016.68	10.79	307.36
total	2653.26	28960.68		

Tabla 17: Fuerzas laterales por nivel, CEC 2002

Es conveniente comprobar el cortante Basal con la expresión:

$$Constante = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e}$$

W= Peso de la estructura

Fx= Sumatoria de las fuerzas laterales

$$W * Constante = \Sigma Fx$$

$$2653.26 * 0.115 = 307.36 \text{ Tn}$$

$$307.36 \text{ Tn} = 307.36 \text{ Tn}$$

3.6.9 DEFLEXIONES

Se entiende por deflexión⁶¹ aquella deformación que sufre un elemento por el efecto de las flexiones internas.

Para determinar la deflexión se aplican las leyes que relacionan las fuerzas y desplazamientos utilizando dos tipos de métodos de cálculo: los geométricos y los de energía.

- Métodos geométricos: aplicación directa de ecuaciones de equilibrio, ecuaciones de compatibilidad y leyes constitutivas del material (elástico-lineal).
- Métodos de energía: en estos métodos las ecuaciones de equilibrio o de compatibilidad se reemplazan por un principio de energía y se combinan con las leyes constitutivas del material.

Una vez que los elementos estructurales y sus cargas son introducidos en el programa ETABS, resulta más eficiente buscar las deflexiones utilizando esta herramienta computacional.

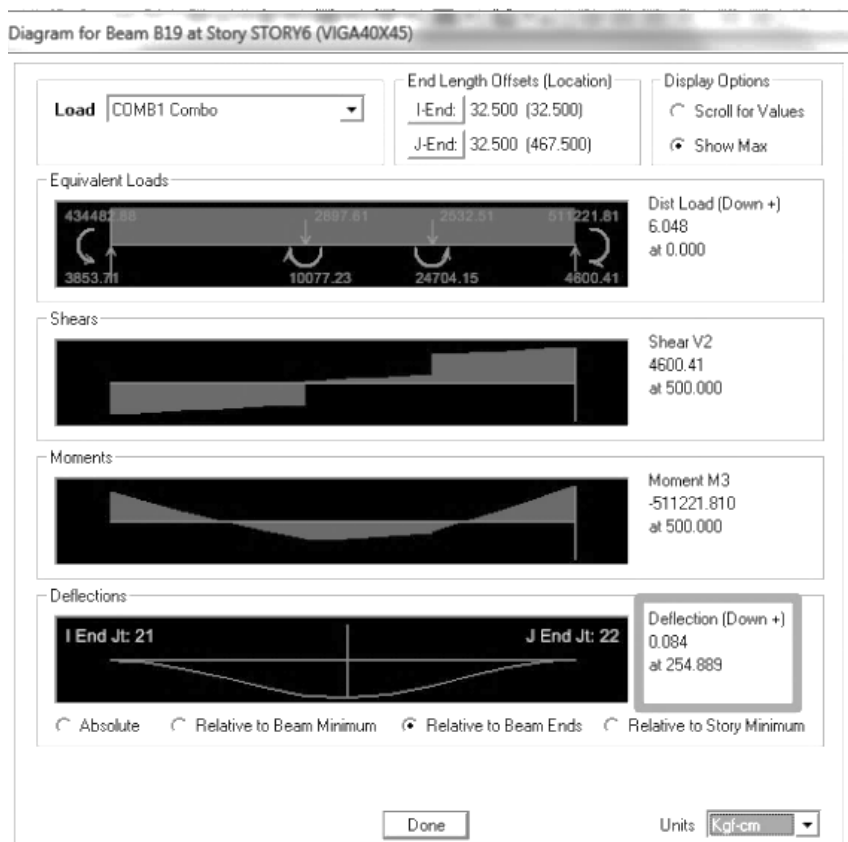


FIGURA 48: DEFLEXIÓN CRÍTICA

⁶¹ Según la página web de la Escuela de Ingeniería de Antioquia <http://estructuras.eia.edu.co/>

En el gráfico anterior se puede observar que la deflexión máxima producida ha sido de 0.084 cm a una distancia de 254.88 cm desde el extremo izquierdo. La longitud de esta viga es de 5 m = 500 cm.

La deflexión máxima permitida está dada por la expresión $d_{max} = L_{max} / 240$, en este caso la longitud es de 500cm. Por lo que la deflexión máxima es de 2.083. El valor obtenido de 0.084 es mucho menor que el máximo, por lo que el diseño se aprueba.

El mismo proceso se aplica para el resto de vigas, el cuadro resumen de las deflexiones se presenta a continuación:

Viga eje	Tramo	Deflexión crítica en el piso	longitud	Deflexión máxima	Deflexión de la viga	Comprobación $D_{max} < D$ viga
1´	D-E	2	5	2.083	0.059	Ok
1	D-E	6	5	2.083	0.105	Ok
1	E-F	6	4.1	1.708	0.043	Ok
2	B-D	2	8.2	3.417	1.389	Ok
2	D-E	1	5	2.083	0.062	Ok
3	B-D	2	8.2	3.417	1.613	Ok
4	D-E	6	5	2.083	0.074	Ok
4	E-F	6	4.1	1.708	0.041	Ok
A	4-3	6	6	2.500	0.197	Ok
A	2-1	3	5	2.083	0.06	Ok
B	4-3	6	6	2.500	0.328	Ok
B	3-2	2	5	2.083	0.118	Ok
B	2-1	3	5	2.083	0.1	Ok
C	4-1	2	16	6.667	1.99	Ok
D	4-3	3	6	2.500	0.237	Ok
D	2-1	6	5	2.083	0.144	Ok
E	4-3	6	6	2.500	0.331	Ok
E	3-2	9	5	2.083	0.108	Ok
F	4-3	6	6	2.500	0.297	Ok
F	2-1	7	5	2.083	0.191	Ok
G	4-3	6	6	2.500	0.341	Ok
G	2-1	6	5	2.083	0.181	Ok
H	4-3	6	6	2.500	0.197	Ok
H	2-1	6	5	2.083	0.098	Ok

Tabla 18: Deflexiones CEC 2002

3.6.10 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO

Según el CEC 2002⁶², para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente del código.

El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos torsionales y los efectos P-Δ. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

El valor de ΔM debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R\Delta_E$$

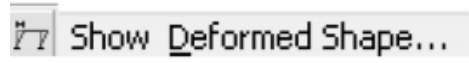
Donde Δ_M no puede superar los valores establecidos por el INEN CPE 5:2001, los mismos que están establecidos como fracción de la altura de piso. Para hormigón armado, estructuras metálicas y de madera el Δ_M máximo es de 0.02 y para mampostería es de 0.01.

Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T. Uno de los parámetros que mejor correlacionan el daño esperado en una estructura es la deriva máxima de piso. De ahí que la mayoría de las normativas sísmicas 98 establecen un tope máximo de la deriva de piso, de acuerdo al desempeño que se espera en la edificación

El Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000, establece un valor máximo de la deriva máxima de piso del 2 %, de tal manera que las estructuras que tienen mayor deriva de piso deben ser rediseñadas, no se puede pasar de ese valor para el diseño sísmico con el espectro del código y la estructura es más flexible, mientras si los valores son muy bajo del 2% la estructura es más rígida.

⁶² Parte 6

En la presente investigación, los desplazamientos se calculan con el programa ETABS, con la opción de mostrar el modelo tridimensional deformado con el botón:



Por ejemplo se puede apreciar el desplazamiento en el nudo A:

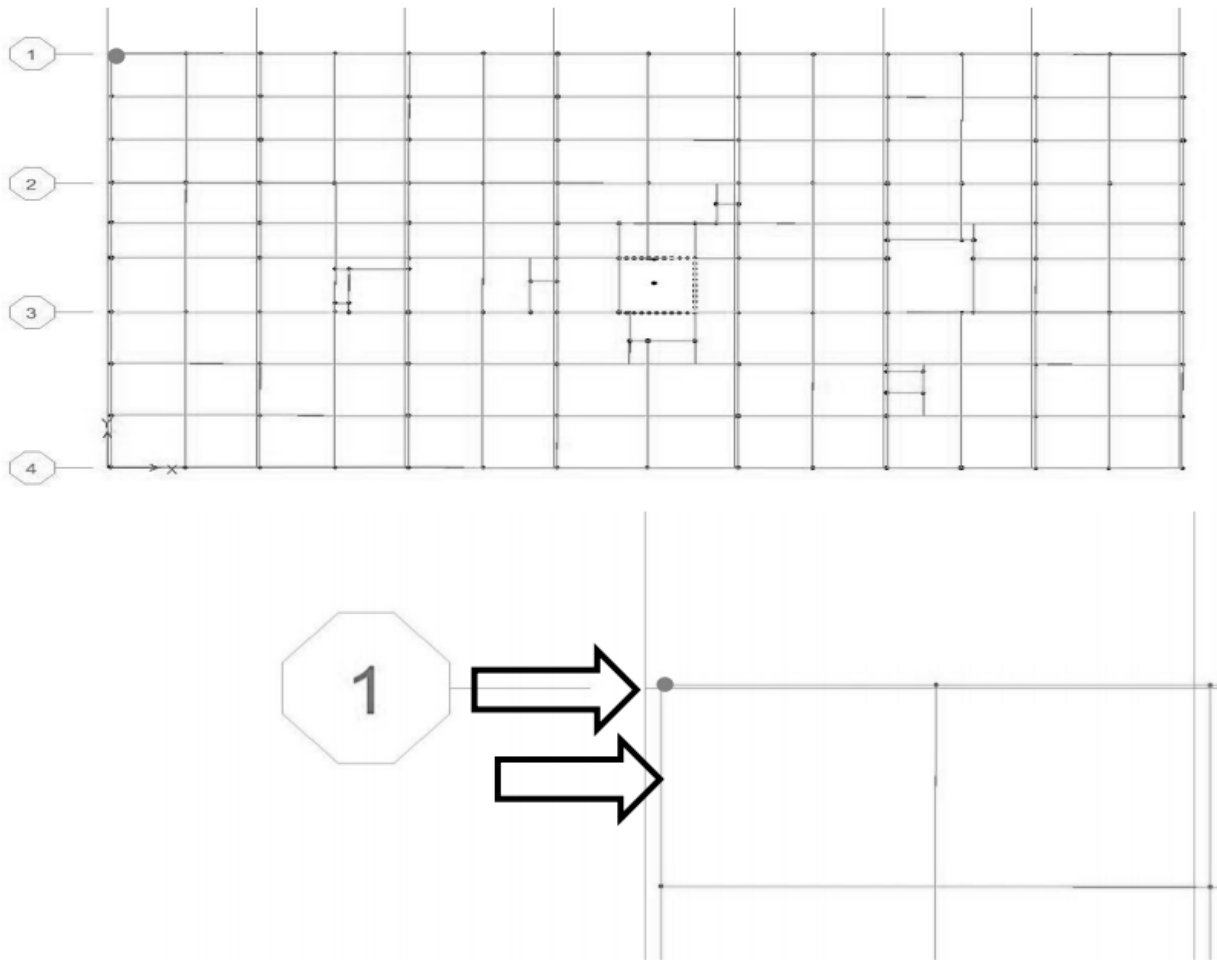


FIGURA 49: DESPLAZAMIENTO EN EL NUDO A1

ETABS tiene la opción de mostrar todos los desplazamientos, en este caso se toman los correspondientes al sismo x (drift x):

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 23					
File					
	STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
	STORY9	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	STORY8	0.000372	0.034838	0.000023	0.001702
	STORY7	0.000436	0.029986	0.000004	0.001951
	STORY6	0.000424	0.024425	0.000027	0.002075
	STORY5	0.000348	0.018511	0.000041	0.002081
	STORY4	0.000231	0.012580	0.000051	0.002012
	STORY3	0.000087	0.006847	0.000033	0.001642
	STORY2	-0.000009	0.002168	0.000002	0.000752
	STORY1	-0.000003	0.000212	0.000001	0.000082

FIGURA 50: DESPLAZAMIENTOS EN ETABS

Las derivas se pueden resumir al importar el archivo a una hoja electrónica, como se muestra a continuación:

Piso	ítem	carga	Deriva X-X	Deriva Y-Y	Deriva max.	Aprobación
9	Max drift X	CSX	0.000971		0.2	ok
9	Max drift Y	CSX		0.000021	0.2	ok
9	Max drift X	CSY	0.000052		0.2	ok
9	Max drift Y	CSY		0.001773	0.2	ok
8	Max drift X	CSX	0.001279		0.2	ok
8	Max drift Y	CSX		0.000135	0.2	ok
8	Max drift X	CSY	0.000032		0.2	ok
8	Max drift Y	CSY		0.001971	0.2	ok
7	Max drift X	CSX	0.00145		0.2	ok
7	Max drift Y	CSX		0.000241	0.2	ok
7	Max drift X	CSY	0.000051		0.2	ok
7	Max drift Y	CSY		0.002106	0.2	ok
6	Max drift X	CSX	0.001583		0.2	ok
6	Max drift Y	CSX		0.000317	0.2	ok
6	Max drift X	CSY	0.000065		0.2	ok
6	Max drift Y	CSY		0.002168	0.2	ok
5	Max drift X	CSX	0.001637		0.2	ok
5	Max drift Y	CSX		0.000352	0.2	ok
5	Max drift X	CSY	0.000073		0.2	ok
5	Max drift Y	CSY		0.002136	0.2	ok
4	Max drift X	CSX	0.00162		0.2	ok
4	Max drift Y	CSX		0.00035	0.2	ok
4	Max drift X	CSY	0.000077		0.2	ok
4	Max drift Y	CSY		0.002056	0.2	ok
3	Max drift X	CSX	0.001289		0.2	ok
3	Max drift Y	CSX		0.000186	0.2	ok

3	Max drift X	CSY	0.000068		0.2	ok
3	Max drift Y	CSY		0.001705	0.2	ok
2	Max drift X	CSX	0.00056		0.2	ok
2	Max drift Y	CSX		0.000042	0.2	ok
2	Max drift X	CSY	0.000031		0.2	ok
2	Max drift Y	CSY		0.000813	0.2	ok
1	Max drift X	CSX	0.000055		0.2	ok
1	Max drift Y	CSX		0.000005	0.2	ok
1	Max drift X	CSY	0.000002		0.2	ok
1	Max drift Y	CSY		0.000088	0.2	ok

Tabla 19: Resumen derivas máximas CEC 2002

Para el código Ecuatoriano de la Construcción 2002, las derivas elásticas de la estructura con los desplazamientos del programa ETABS están dadas por:

Sismo en X

$$\Delta E = U_{x8} - U_{x7} / h$$

Es decir:

$$\Delta E = 26.04 - 22.79 \text{ [mm]} / 2850 \text{ mm}$$

$$\Delta E = 0.00114$$

El sismo en Y se calcula con:

$$\Delta E = U_{y7} - U_{y6} / h$$

$$\Delta E = 30.8797 - 26.0411 \text{ [mm]} / 2850 \text{ mm}$$

$$\Delta E = 0.00170$$

Aplicando el mismo proceso a cada planta tenemos:

Nivel	Δh (m)	Ux (mm)	Deriva
-1.4	2.6	0.1436	0.000055
1.2	2.6	1.5999	0.000560
4.05	2.85	5.163	0.001250
6.9	2.85	9.5716	0.001547
9.75	2.85	14.33	0.00167
12.6	2.85	18.7885	0.001564
15.45	2.85	22.793	0.001405
18.3	2.85	26.0457	0.001141

Tabla 20: Derivas por piso en X. CEC 2002

Nivel	Δh (m)	Uy (mm)	Deriva
-1.4	2.6	0.2298	0.00009
1.2	2.6	2.8439	0.00101
4.05	2.85	7.6036	0.00167
6.9	2.85	12.0641	0.00157
9.75	2.85	16.5512	0.00157
12.6	2.85	21.2519	0.00165
15.45	2.85	26.0411	0.00168
18.3	2.85	30.8797	0.00170

Tabla 21: Derivas por piso en Y, CEC 2002

El programa ETABS tiene la opción de verificar si las secciones prediseñadas de vigas y columnas son las correctas o si se debe hacer alguna corrección, en este caso el programa recomienda aumentar dichas secciones, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Nivel	Sección concreto		volumen concreto			Concreto
	Vigas (m2)	columnas (m2)	vigas (m3)	columnas	losa (m3)	total (m3)
1,20	0,25	0,42	77,18	48,17	23,46	148,80
4,05	0,25	0,42	77,18	48,17	23,46	148,80
6,90	0,25	0,36	76,41	41,04	24,23	141,68
9,75	0,25	0,36	76,41	41,04	24,23	141,68
12,60	0,25	0,36	76,41	41,04	24,23	141,68
15,45	0,18	0,33	55,57	37,83	25,07	118,46
18,30	0,18	0,33	55,57	37,83	25,07	118,46
20,82	0,18	0,33	55,57	37,83	25,07	118,46
total=			550,28	332,93	194,82	1078,02

Tabla 22: Secciones y volúmenes de concreto (CEC 2002)

Con estos datos también podemos calcular el acero de refuerzo que se requiere para vigas, columnas y losas en cada nivel:

Nivel	sección acero		Peso acero			Acero
	vigas (m2)	columnas (m2)	vigas (kg)	columnas (kg)	Losa (kg)	total (kg)
1,20	0,0050	0,0074	12116,87	5671,43	3130,60	20918,90
4,05	0,0050	0,0074	12116,87	5671,43	3130,60	20918,90
6,90	0,0050	0,0063	11995,70	4832,46	3233,60	20061,76
9,75	0,0050	0,0063	11995,70	4832,46	3233,60	20061,76
12,60	0,0050	0,0063	11995,70	4832,46	3233,60	20061,76
15,45	0,0036	0,0058	8724,14	4453,92	3345,42	16523,48
18,30	0,0036	0,0058	8724,14	4453,92	3345,42	16523,48
20,82	0,0036	0,0058	8724,14	4453,92	3345,42	16523,48
total			86393,27	39201,99	25998,25	151593,51

Tabla 23: Resumen del acero de refuerzo (CEC 2002)

3.7 CÁLCULO ESTRUCTURAL CON LA NEC 2011

PLANTA TIPO N+1.2, N+4.05, N+6.9, N+9.75, N+12.6, N+15.45

Datos específicos:

Longitud de Pared 1 = 188.79 m

Longitud de Pared 2 = 45.75 m

Longitud de Pared 3 = 22.81 m

Area Planta = $(29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$

Area Planta = 482.295 m²

WCM = (CM Area Planta) + (PPi Li)

WCM = $(473.8 * 482.295) + (576 * 188.79) + (284.9 * 45.75) + (1152 * 22.81)$

WCM = 376565.706 Kg

W = WCM + 25%WCV

W = 376565.706 + 0.25 (CV Area Planta)

W = 363559.56 + 0.25 (102 * 482.295)

W = 375858.08 Kg = **375.85 ton**

PLANTA TIPO N+18.3

Datos generales:

CM= 473.80 Kg/m²

CV= 102 Kg/m²

PP1= 576 Kg/mL

Datos específicos:

Longitud de Pared 1 = 43.59 m

Longitud de Pared 2 = 5.48 m

$$\text{Area Planta} = (29.5 * 16.40) - (0.308 + 1.2 + 0.725 + 0.852 + 0.3 + 5.5)$$

$$\text{Area Planta} = 482.295 \text{ m}^2$$

$$\text{WCM} = (\text{CM Area Planta}) + (\text{PPi Li})$$

$$\text{WCM} = (473.8 * 482.295) + (576 * 43.59) + (284.9 * 5.48)$$

$$\text{WCM} = 255180.46 \text{ Kg}$$

$$W = \text{WCM} + 25\% \text{WCV}$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (\text{CV Área Planta})$$

$$W = 255180.46 + 0.25 (102 * 482.295)$$

$$W = 267478.98 \text{ Kg} = \mathbf{267.47 \text{ ton}}$$

TAPAGRADAS N+ 20.82

Datos generales:

$$\text{CM} = 473.80 \text{ Kg/m}^2$$

Datos específicos:

$$\text{Longitud de Pared 1} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de Pared 2} = 0 \text{ m}$$

$$\text{Area Planta} = (13.8 * 5.4)$$

$$\text{Area Planta} = 74.52 \text{ m}^2$$

$$\text{WCM} = (\text{CM Area Planta}) + (\text{PPi Li})$$

$$\text{WCM} = (473.8 * 74.52) + (0)$$

$$\text{WCM} = 35307.57 \text{ Kg}$$

$$W = \text{WCM} + 25\% \text{WCV}$$

$$W = 35307.57 + 0.25(\text{CV Area Planta})$$

$$W = 35307.57 + 0.25 (102 * 74.52)$$

$$W = 37207.83 \text{ Kg} = \mathbf{37.207 \text{ ton}}$$

Planta	Peso W (Ton)
20,82	37,207
18,3	267,47
15,45	375,85
12,6	375,85
9,75	375,85
6,9	375,85
4,05	375,85
1,2	375,85
Total	2559,777

Tabla 24: Peso del edificio, NEC 2011

3.7.1 CORTE BASAL

La Norma Ecuatoriana de la Construcción indica⁶³ que se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_e} * W$$

Dónde:

V= corte total en la base de la estructura

I: factor de importancia

W: carga reactiva

Sa= Valor del espectro de aceleración de diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T.

R: Factor de reducción de respuesta estructural

Φ_p , Φ_e : Factores de configuración estructural en planta y en elevación

⁶³ Capítulo 2, sección 2.7.2.1

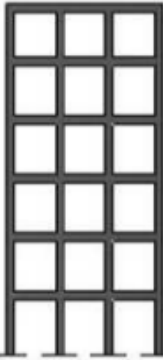
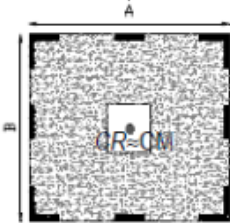
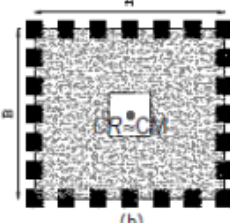
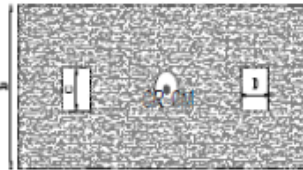
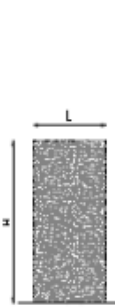

CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi}=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_{Ei}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{Pi}=1$</p>	 <p>(a)</p>  <p>(b)</p>  <p>(c)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{Ei}=1$</p>	 <p>(a)</p>  <p>(b)</p>		

FIGURA 51: CONFIGURACIÓN RECOMENDADA DE ϕ_{PY} Y ϕ_{PE} , NEC 2011

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

FIGURA 52: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN R, NEC 2011

Tipo de suelo	Tipo c	760 m/s > Vs ≥ 360 m/s
Fa		1.2
Importancia	Edificio Vivienda	1
Factor R		6
hn		22.22
Φ_p		0.9
Φ_e		0.81
Fd		1.3
Fs		1.3
n		2.48
r		1
Ct		0.049
α		0.75

Tabla 25: Resumen de coeficientes

3.7.2 PERÍODO DE VIBRACIÓN

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Dónde:

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

-Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.

-Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.

-Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.

-Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

Con los datos obtenidos previamente se calculan los períodos:

F_s = que consideran el comportamiento no lineal de los suelos.

F_d = Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

T_L = periodo de vibración en segundos correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño para periodos largos.

T_c = periodo de vibración en segundos correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño para periodos cortos y a la parte descendiente del mismo.

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad T_L = 2.4 F_d \quad T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_C = 0.55 * 1.3 \frac{1.3}{1.2} \quad T_L = 2.4 * 1.3 \quad T_0 = 0.1 * 1.3 \frac{1.3}{1.2}$$

$$T_C = 0.774 \text{ seg} \quad T_L = 3.12 \text{ seg} \quad T_0 = 0.14 \text{ seg}$$

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.049 * 22.22^{0.75}$$

$$T = 0.50 \text{ seg}$$

3.7.3 ACELERACIÓN ESPECTRAL

$$S_a = n * Z * F_a \text{ para periodos } 0 \leq 0.50 \text{ seg} \leq 0.77 \text{ seg}$$

$$S_a = n * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.19$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \text{ Para periodos } 0.50 \text{ seg} \geq 0.77 \text{ seg}$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_C}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.77}{0.50}\right)^1$$

$$S_a = 1.83$$

Se utiliza el valor de la fracción de la aceleración de la gravedad porque está dentro de los rangos $0 < T < T_C$, es decir: $0 \leq 0.5 \text{ seg} \leq 0.77 \text{ seg}$.

3.7.4 CÁLCULO DEL CORTE BASAL

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{1 * 1.19}{6 * 0.9 * 0.81} * W$$

$$V = 0.272 * W$$

$$W = 25559.78 \text{ Tn}$$

$$V = 0.272 * 25559.78 \text{ Tn} = 696.65 \text{ Tn}$$

Datos:

Z = 0.4

T = 0.50 seg

Tc = 0.77 seg

I = 1.0

R = 6

$\phi_e = 0.81$

$\phi_p = 0.9$

Con los datos presentados anteriormente se construye una tabla de datos para el espectro elástico, según la NEC 2011:

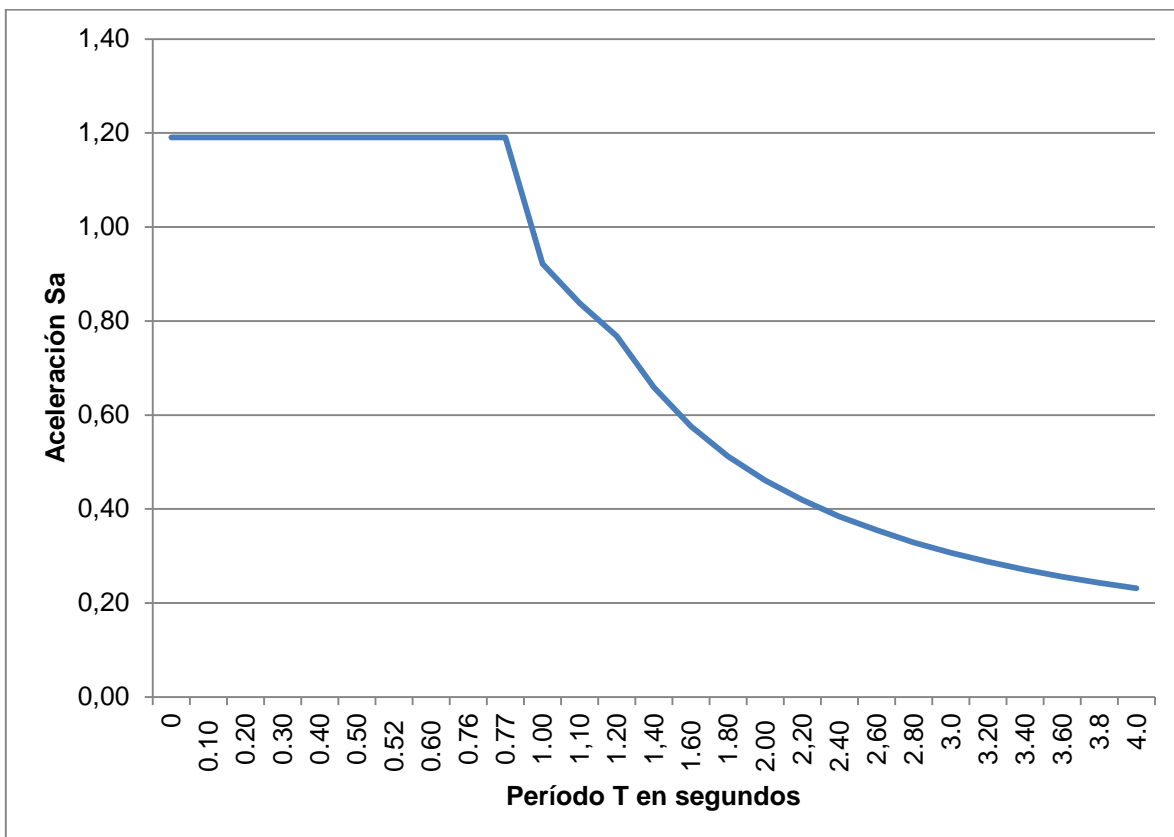


FIGURA 53: ESPECTRO ELÁSTICO, NEC 2011

T	Sa
0	1,19
0.10	1,19
0.20	1,19
0.30	1,19
0.40	1,19
0.50	1,19
0.52	1,19
0.60	1,19
0.76	1,19
0.77	1,19
1.00	0,92
1,10	0,84
1.20	0,77
1,40	0,66
1.60	0,58
1.80	0,51
2.00	0,46
2,20	0,42
2.40	0,38
2,60	0,36
2.80	0,33
3.0	0,31
3.20	0,29
3.40	0,27
3.60	0,26
3.8	0,24
4.0	0,23

Tabla 26: Datos para el espectro elástico, NEC 2011

3.7.5 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x h_x^k} V$$

Dónde:

V = cortante total en la base de la estructura, definido en NEC 2011- 2.7.2.1.

V_x= cortante total en el piso x de la estructura

F_x= fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_i= fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n = número de pisos de la estructura

W_x=peso de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva)

W_i= peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva)

h_x= altura del piso x de la estructura

h_i= altura del piso i de la estructura

k coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T, que se

evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de T = 0.5s, k=1.0
- Para valores de 0.5s < T = 2.5s, k = 0.75 + 0.50 T
- Para valores de T > 2.5, k = 2.0

Entonces V es igual a:

$$V = 0.272 W = 0.272 * 25579.78$$

$$V = 696.65 \text{ ton}$$

Aplicando la fórmula de F_x en cada nivel se tiene:

Tapa grada, $F_x = 20.55$ ton

Piso 7, $F_x = 151.52$ ton

Piso 6, $F_x = 308.94$ ton

Piso 5, $F_x = 439.74$ ton

Piso 4, $F_x = 543.9$ ton

Piso 3, $F_x = 621.45$ ton

Piso 2, $F_x = 672.36$ ton

Piso 1, $F_x = 696.65$ ton

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se manifiesta⁶⁴: “*Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.*”

Nivel h_i (m)	Peso w_i (ton)	$W_i * h_i$	F_x	$F_y = 0.3 * F_x$
22.22	37.207	826.74	20.55	6.17
19.7	267.47	5269.16	130.97	39.29
16.85	375.85	6333.07	157.42	47.23
14	375.85	5261.9	130.79	39.24
11.15	375.85	4190.73	104.17	31.25
8.3	375.85	3119.56	77.54	23.26
5.45	375.85	2048.38	50.92	15.27
2.6	375.85	977.21	24.29	7.29
total	2559.78	28026.75	696.65	209.0

Tabla 27: Fuerzas laterales por piso, NEC 2011

Dónde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

W_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_i = Altura de cada piso

⁶⁴ sección 2.7.3

3.7.6 DEFLEXIONES

De la misma manera que se realizó el cálculo de las deflexiones para el CEC 2002, se calcula aplicando los valores de la NEC 2011, el resumen de las deflexiones se encuentran en la siguiente tabla:

Viga eje	Tramo	Deflexión crítica en el piso	longitud	Deflexión máxima	Deflexión de la viga	Comprobación Dmax<D viga
1´	D-E	2	5	2.083	0.013	Ok
1	D-E	6	5	2.083	0.017	Ok
1	E-F	6	4.1	1.708	0.006	Ok
2	B-D	2	8.2	3.417	0.258	Ok
2	D-E	1	5	2.083	0.011	Ok
3	B-D	2	8.2	3.417	1.297	Ok
4	D-E	6	5	2.083	0.014	Ok
4	E-F	6	4.1	1.708	0.007	Ok
A	4-3	6	6	2.500	0.034	Ok
A	2-1	3	5	2.083	0.013	Ok
B	4-3	6	6	2.500	0.052	Ok
B	3-2	2	5	2.083	0.019	Ok
B	2-1	3	5	2.083	0.02	Ok
C	4-1	2	16	6.667	0.378	Ok
D	4-3	3	6	2.500	0.043	Ok
D	2-1	6	5	2.083	0.025	Ok
E	4-3	6	6	2.500	0.056	Ok
E	3-2	9	5	2.083	0.024	Ok
F	4-3	6	6	2.500	0.051	Ok
F	2-1	7	5	2.083	0.023	Ok
G	4-3	6	6	2.500	0.051	Ok
G	2-1	6	5	2.083	0.023	Ok
H	4-3	6	6	2.500	0.034	Ok
H	2-1	6	5	2.083	0.016	Ok

Tabla 28: Resumen de deflexiones críticas, NEC 2011

3.7.7 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS

Según la NEC 2011⁶⁵, es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de

⁶⁵ Capítulo 2

entrepiso inelásticas máximas son para hormigón amado, estructuras metálicas y de madera es 0.020. Para mampostería es 0.010. Dichos parámetros deben satisfacer en todas las columnas del edificio.

La NEC 2011 también establece: *“que en varias ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico, se enfatiza este requisito a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizara secciones agrietadas.”*

Para la revisión de las derivas de piso se utilizara el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas (E), sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularan, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas, considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos torsionales y los efectos P-D. Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

El valor de la deriva máxima se debe calcular mediante la expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

ETABS tiene la opción de presentar las derivas calculadas, pero se revisar únicamente las “drift x” debido a que se escogió analizar la carga de sismo en la deformada.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 23				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY9	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
STORY8	0.028998	0.003377	0.001026	0.000087
STORY7	0.026073	0.003128	0.001380	0.000173
STORY6	0.022139	0.002636	0.001650	0.000249
STORY5	0.017436	0.001927	0.001806	0.000293
STORY4	0.012290	0.001092	0.001875	0.000292
STORY3	0.006945	0.000260	0.001627	0.000146
STORY2	0.002309	-0.000157	0.000759	0.000052
STORY1	0.000335	-0.000022	0.000129	0.000008

FIGURA 54: DERIVAS DE PISO, NEC 2011

Piso	ítem	carga	Deriva X-X	Deriva Y-Y	Deriva max.	Aprobación
9	Max drift X	CSX	0.002299		0.2	ok
9	Max drift Y	CSX		0.00005	0.2	ok
9	Max drift X	CSY	0.000123		0.2	ok
9	Max drift Y	CSY		0.004196	0.2	ok
8	Max drift X	CSX	0.003026		0.2	ok
8	Max drift Y	CSX		0.000319	0.2	ok
8	Max drift X	CSY	0.000076		0.2	ok
8	Max drift Y	CSY		0.004665	0.2	ok
7	Max drift X	CSX	0.003432		0.2	ok
7	Max drift Y	CSX		0.000569	0.2	ok
7	Max drift X	CSY	0.00012		0.2	ok
7	Max drift Y	CSY		0.004984	0.2	ok
6	Max drift X	CSX	0.003746		0.2	ok
6	Max drift Y	CSX		0.00075	0.2	ok
6	Max drift X	CSY	0.000153		0.2	ok
6	Max drift Y	CSY		0.005131	0.2	ok
5	Max drift X	CSX	0.003874		0.2	ok
5	Max drift Y	CSX		0.000833	0.2	ok
5	Max drift X	CSY	0.000172		0.2	ok
5	Max drift Y	CSY		0.005054	0.2	ok
4	Max drift X	CSX	0.003833		0.2	ok
4	Max drift Y	CSX		0.000828	0.2	ok
4	Max drift X	CSY	0.000181		0.2	ok
4	Max drift Y	CSY		0.004866	0.2	ok
3	Max drift X	CSX	0.00305		0.2	ok
3	Max drift Y	CSX		0.00044	0.2	ok
3	Max drift X	CSY	0.00016		0.2	ok
3	Max drift Y	CSY		0.004035	0.2	ok
2	Max drift X	CSX	0.001325		0.2	ok
2	Max drift Y	CSX		0.0001	0.2	ok
2	Max drift X	CSY	0.000073		0.2	ok
2	Max drift Y	CSY		0.001924	0.2	ok
1	Max drift X	CSX	0.000131		0.2	ok
1	Max drift Y	CSX		0.000011	0.2	ok
1	Max drift X	CSY	0.000006		0.2	ok
1	Max drift Y	CSY		0.000209	0.2	ok

Tabla 29: Resumen de derivas máximas, NEC 2011

Para la Norma Ecuatoriana de la Construcción, las derivas elásticas de las estructura con los desplazamientos del programa ETABS están dadas por:

Sismo en X

$$\Delta E = U_{x8} - U_{x7} / h$$

Es decir:

$$\Delta E = 61.63 - 53.93 \text{ [mm]} / 2850 \text{ mm}$$

$$\Delta E = 0.0027$$

El sismo en Y se calcula con:

$$\Delta E = U_{y8} - U_{y7} / h$$

$$\Delta E = 85.61 - 73.45 \text{ [mm]} / 2850 \text{ mm}$$

$$\Delta E = 0.0042$$

Aplicando el mismo proceso a cada planta tenemos:

Nivel	Δh (m)	Ux	Deriva
-1.4	2.6	0.33	0.0001
1.2	2.6	3.78	0.0013
4.05	2.85	12.21	0.003
6.9	2.85	23	0.0038
9.75	2.85	33.91	0.0038
12.6	2.85	44.46	0.0037
15.45	2.85	53.93	0.0033
18.3	2.85	61.63	0.0027

Tabla 30: Derivas por piso en X, NEC 2011

Nivel	Δh (m)	Uy	Deriva
-1.4	2.6	0.54	0.00021
1.2	2.6	5.54	0.00192
4.05	2.85	17.04	0.00404
6.9	2.85	30.91	0.00487
9.75	2.85	45.31	0.00505
12.6	2.85	59.75	0.00507
15.45	2.85	73.45	0.00481
18.3	2.85	85.61	0.00427

Tabla 31: Derivas por piso en Y, NEC 2011

Las secciones de los elementos estructurales y el volumen de concreto calculado con el programa ETABS utilizando los parámetros de la NEC 2011 son los siguientes:

Nivel	Sección concreto		volumen concreto			Concreto
	Vigas (m2)	columnas (m2)	vigas (m3)	columnas (m3)	losa (m3)	total (m3)
1,20	0,39	0,56	120,40	63,84	28,24	212,48
4,05	0,39	0,56	120,40	63,84	28,24	212,48
6,90	0,39	0,56	120,40	63,84	28,24	212,48
9,75	0,39	0,56	120,40	63,84	28,24	212,48
12,60	0,39	0,56	120,40	63,84	28,24	212,48
15,45	0,33	0,42	102,43	47,88	46,21	196,52
18,30	0,33	0,42	102,43	47,88	46,21	196,52
20,82	0,33	0,42	102,43	47,88	46,21	196,52
total=			909,27	462,84	279,82	1651,93

Tabla 32: Secciones y volumen de concreto (NEC 2011)

El resumen del acero de refuerzo y su peso total se presenta en el siguiente cuadro:

Nivel	sección acero		Peso acero			Acero
	vigas (m2)	columnas (m2)	vigas (kg)	columnas (kg)	Losa (kg)	total (kg)
1,20	0,0078	0,0098	18902,31	7517,16	3768,57	30188,05
4,05	0,0078	0,0098	18902,31	7517,16	3768,57	30188,05
6,90	0,0078	0,0098	18902,31	7517,16	3768,57	30188,05
9,75	0,0078	0,0098	18902,31	7517,16	3768,57	30188,05
12,60	0,0078	0,0098	18902,31	7517,16	3768,57	30188,05
15,45	0,0066	0,0074	16081,51	5637,87	6166,26	27885,64
18,30	0,0066	0,0074	16081,51	5637,87	6166,26	27885,64
20,82	0,0066	0,0074	16081,51	5637,87	6166,26	27885,64
total			142756,09	54499,41	37341,65	234597,15

Tabla 33: Sección del acero de refuerzo (NEC 2011)

3.8 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Una vez obtenidos los valores del volumen de concreto total y del peso del acero de refuerzo, se puede encontrar el precio unitario de cada rubro y el costo de la superestructura de la edificación, tanto para los valores obtenidos con el CEC 2002 y la NEC 2011, los mismos que se presentan en las siguientes tablas:

	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	V.UNITARIO	V.TOTAL
1	Hormigón para Columnas $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	332,93	270,69	90.120,82
2	Losa bidireccional Hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m2	194,82	250,21	48.745,91
3	Vigas Hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	550,28	196,31	108.025,47
4	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, provisión , cortado, armado y habilitación	kg	151593,51	2,37	359.827,33

TOTAL USD:	606719,53
------------	-----------

Tabla 34: Análisis de precios unitarios CEC 2002

OBRA: EDIFICIO PEÑA
Análisis de Precios Unitarios (NEC2011)
 Carlos Andrés Vásquez
 León

	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	V.UNITARIO	V.TOTAL
1	Hormigón para Columnas $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	462,84	270,69	125.286,16
2	Losa bidireccional Hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m2	279,82	250,21	70.013,76
3	Vigas Hormigón $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m3	909,27	196,31	178.498,79
4	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, provisión , cortado, armado y habilitación	kg	234597,15	2,37	556.847,49

TOTAL USD:	930646,21
------------	-----------

Tabla 35: Análisis de precios unitarios NEC 2011

3.9 MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

La matriz de operacionalización de variables divide a las variables Independientes y Dependientes en dimensiones, que a su vez se subdivide en el indicadores, que permiten su análisis de una manera eficaz y eficiente.

Variable Dependiente	Dimensiones	Indicadores
<p>Caso de estudio Edificio Peña</p> <p>Características Edificación de concreto de nueve pisos construida bajo los parámetros del Código Ecuatoriano de la construcción 2002</p>	<p>-Derivas y desplazamientos</p> <p>-Geometría elementos estructurales</p> <p>-Costo</p>	<p>-Análisis matricial, tabla de derivas y de desplazamientos</p> <p>-Dimensiones de plintos, columnas, vigas y ancho de losas</p> <p>-Análisis de precios unitarios</p>
Variable Independiente	Dimensiones	Indicadores
<p>Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 Capítulo de diseño sismo resistente</p> <p>Características Compendio de normas vigentes que regulan el sector de la construcción en su fase de diseño, ejecución, fiscalización y utilización para garantizar la adecuada funcionalidad y seguridad de las edificaciones.</p>	<p>Parámetros sismo resistentes</p> <p>Fuerzas sísmicas de diseño</p> <p>Requisitos generales sismo resistentes</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Altura de piso - Deriva de piso - Cortante basal - Carga sísmica reactiva - Modelación estructural - Modelo matemático - Análisis estático - Análisis dinámico

Tabla 36: Matriz de operacionalización de variables

CAPITULO IV

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

"¿Se puede pensar que porque somos ingenieros, la belleza no nos preocupa o que no tratemos de construir hermosos edificios, así como estructuras sólidas y duraderas?"

Gustave Eiffel

4.1 ANÁLISIS COMPARATIVO

Como se puede observar los factores que son similares para las normas analizadas en la fórmula del cortante basal son: factor de importancia y uso ($I=1$), el factor de zonas sísmica ($Z=0,4$), factores de forma ($\phi_p=0,9$ y $\phi_e=0,81$), entonces los valores que cambian sustancialmente el valor del cortante basal, son el factor de reducción de respuesta sísmica (R) donde se puede observar que para la nueva norma este valor ha sido reducido de 12 a 6 para el caso de estructuras de hormigón con muros de corte.

Mientras que el otro factor es la aceleración espectral (S_a para la NEC y C para la CEC) cuyas fórmulas a pesar de ser diferentes guardan ciertas similitudes las cuales serán analizadas posteriormente. Otro valor que hay que tener en cuenta es el período fundamental de la estructura que tiene diferencias en su cálculo, lo que influye en el cálculo de las fuerzas horizontales, esto se puede evidenciar claramente en la siguiente comparación numérica.

NEC	CEC
$T = C_t * h_n^\alpha$	$T = C_t * (h_n)^{3/4}$
$T = 0.049 * 22.22^{0.75}$	$T = 0.06 * (22.22)^{3/4}$
$T = 0.5 \text{ seg.}$	$T = 0.61 \text{ seg}$

Esto indica que el período para el Código Ecuatoriano de la Construcción es 0.11 segundos mayor que para la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

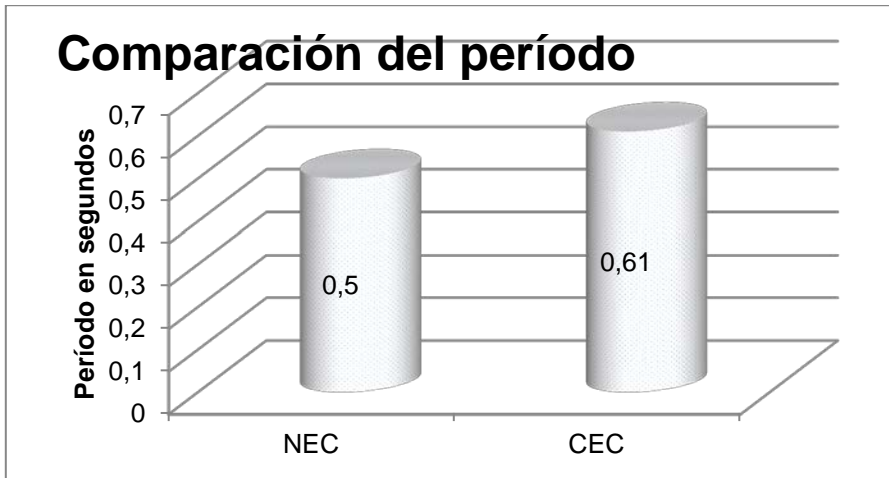


FIGURA 55: GRÁFICO COMPARATIVO DEL PERÍODO, NEC VS CEC.

El valor de C_t para el caso de la NEC para un edificio de hormigón con muros son menores que los valores sugeridos por la CEC.

Los valores de α de la NEC son diferentes para cada tipo de estructura, mientras que para la CEC este valor es igual para todo tipo de estructura, aunque para las estructuras de hormigón con muros de corte este valor es igual en ambas normas

De este valor se escoge la fórmula que se usara para la aceleración espectral en la NEC, mientras que para CEC se usa una sola ecuación en la que interviene siempre el periodo.

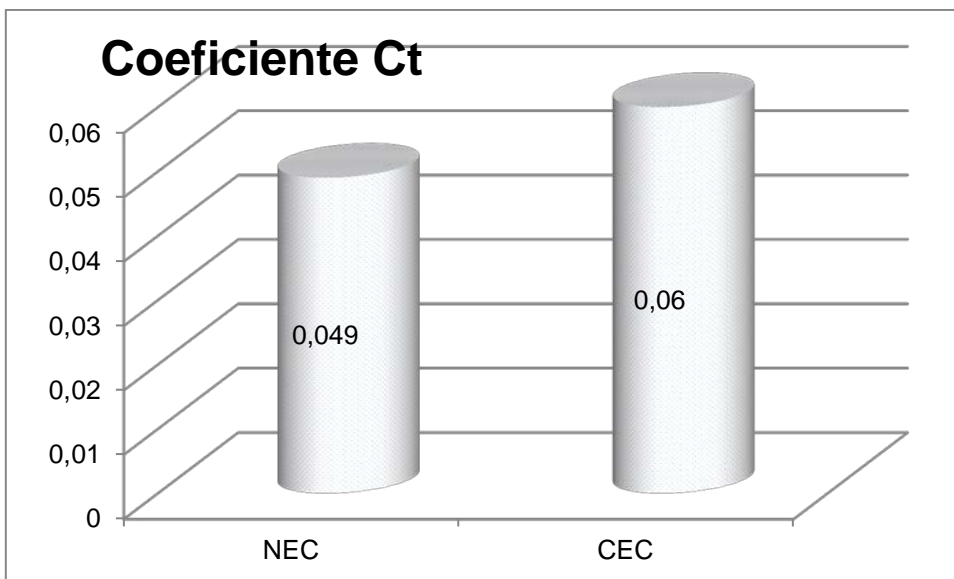


FIGURA 56: GRÁFICO COMPARATIVO COEFICIENTE C_t , NEC VS CEC

Como se puede ver el valor del periodo en la NEC influye debido a que este valor al ser bajo debido al tipo de estructuración se toma el valor máximo de aceleración espectral, dejando de lado el periodo fundamental de la estructura, por otro lado en la CEC este valor si depende del periodo fundamental, que es mayor y hace que la aceleración espectral sea menor y que esta esté fuera de los valores máximos de aceleración espectral.

El denominador R de la CEC es claramente mayor en comparación a su similar de la NEC, lo que le convierte en un valor aun para la gran diferencia que existe entre las dos normas estudiadas. Ésta reducción del valor de (R) hace que el valor del cortante basal aumente significativamente con relación al valor calculado según la CEC-2002, por lo tanto las secciones de los elementos estructurales se incrementan para que así cumplan las condiciones de las derivas permitidas por la norma.

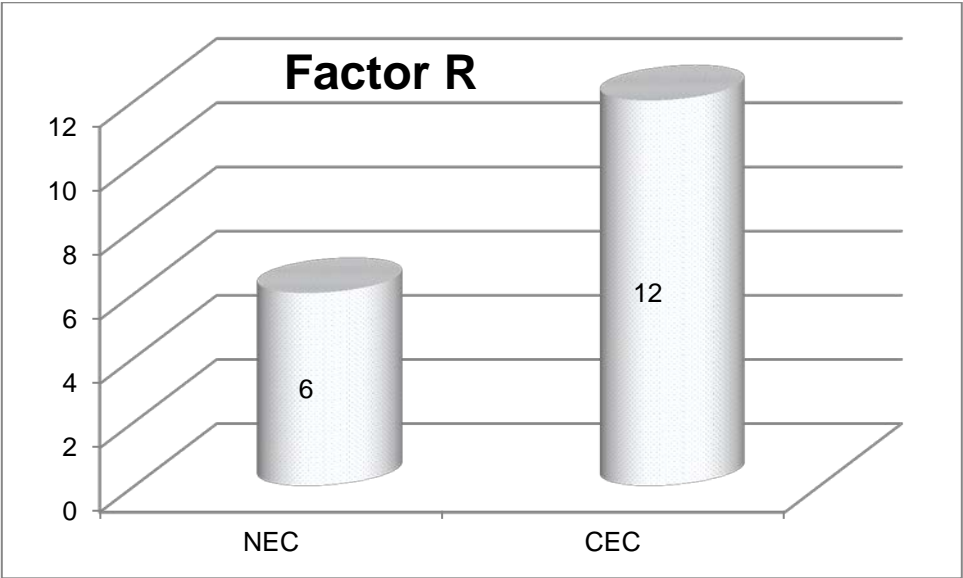


FIGURA 57: GRÁFICO COMPARATIVO DEL FACTOR R, NEC VS CEC

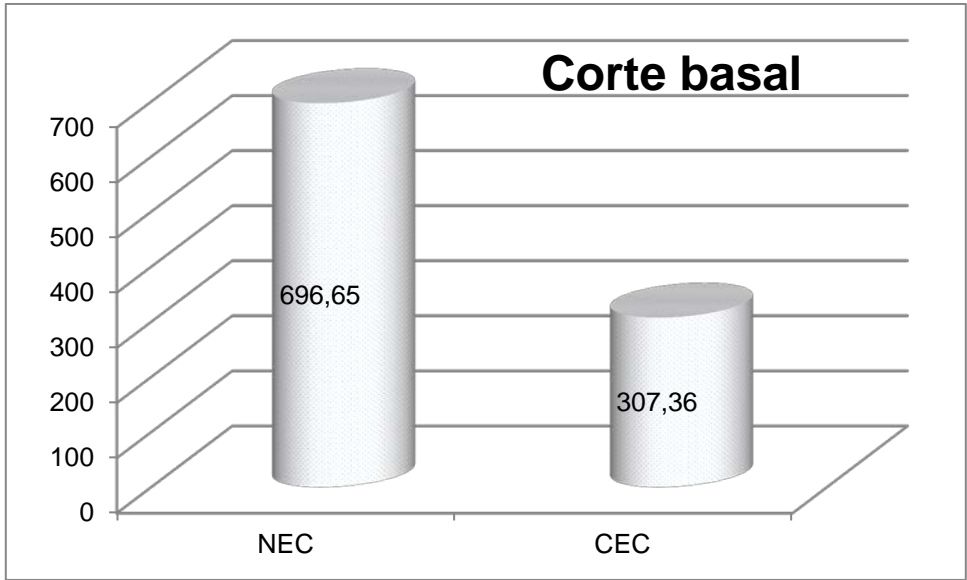


FIGURA 58: GRÁFICO COMPARATIVO CORTE BASAL, NEC VS CEC

El gráfico anterior demuestra que la Norma Ecuatoriana de la Construcción obtiene un corte basal de 695.65 frente a los 307.36 del CEC 2002, esto demuestra que la NEC 2011 considera fuerzas sísmicas de alrededor de 2.2 veces más grandes que el anterior código. Para contrarrestar dichas fuerzas el diseño de los elementos estructurales y su respectivo acero de refuerzo son necesariamente más voluminosas.

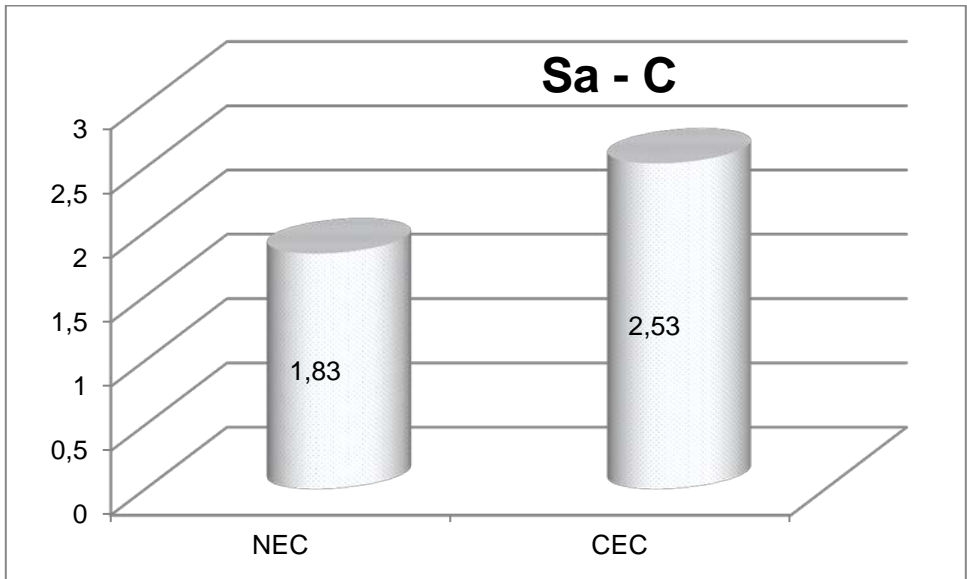


FIGURA 59: GRÁFICO COMPARATIVO COEFICIENTES C Y SA, NEC VS CEC

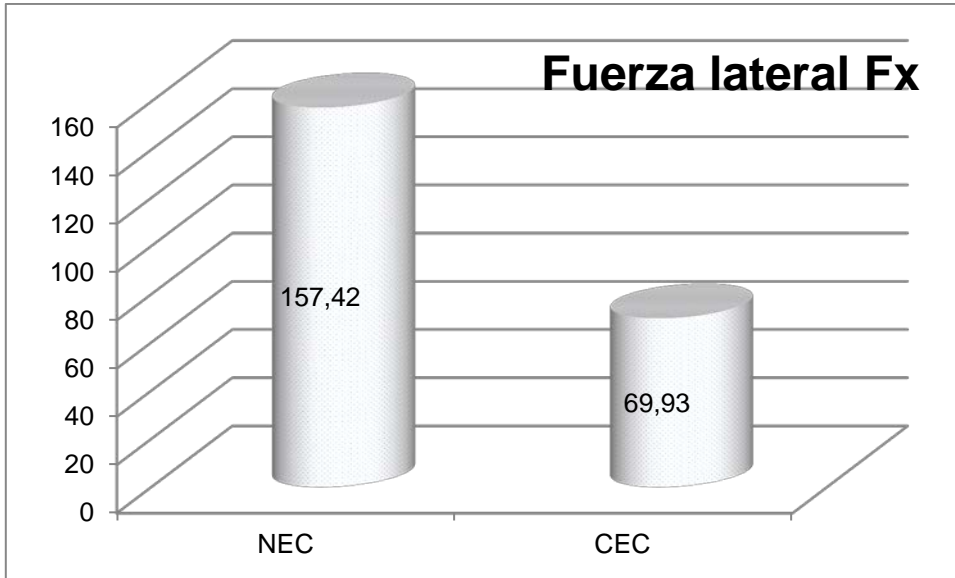


FIGURA 60: GRÁFICO COMPARATIVO FUERZA LATERAL Fx, NEC VS CEC.

La NEC 2011 considera una mayor fuerza lateral, calculada basándose en los coeficientes descritos en párrafos anteriores, el diseño estructural entonces debe ser el suficientemente fuerte para que equilibre los efectos de estas fuerzas. La fuerza lateral en la NEC 2011 es 2.3 veces más grande que la calculada con el CEC 2002

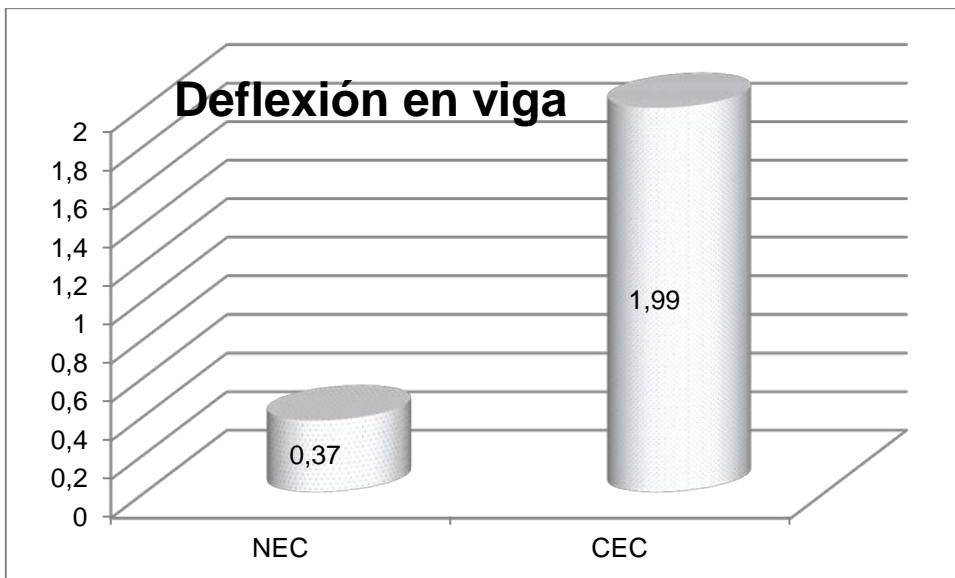


FIGURA 61: GRÁFICO COMPARATIVO DEFLEXIÓN EN VIGAS, NEC VS CEC.

La figura 61 muestra la deflexión máxima que se produce tanto para la NEC 2011 como para el CEC 2002, se nota que la deflexión calculada con la Norma es 5.4 veces más pequeña, esto se debe a la sección más grande de las vigas y al refuerzo de acero en las mismas.

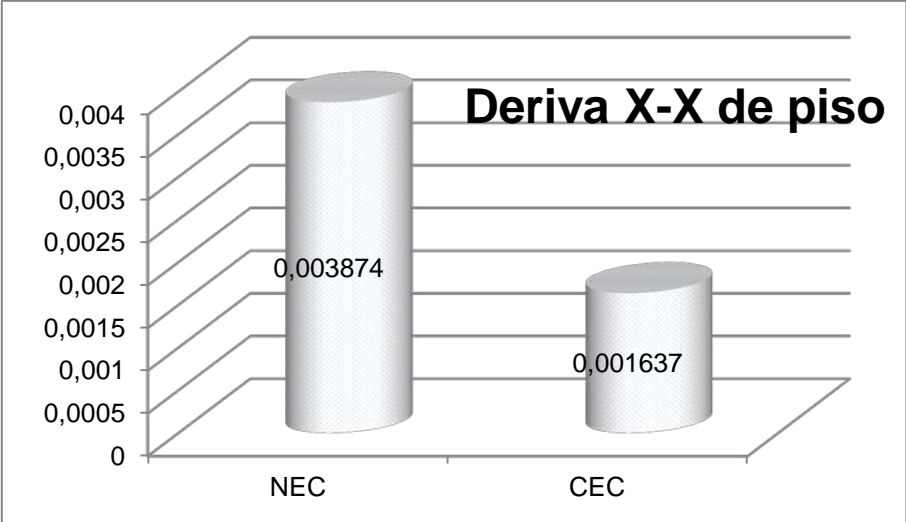


FIGURA 62: GRÁFICO COMPARATIVO DERIVA X-X, NEC VS CEC

Las derivas tanto en X como en Y son considerablemente más grandes con el cálculo de la NEC 2011, como se aprecia en las figuras 62 y 63.

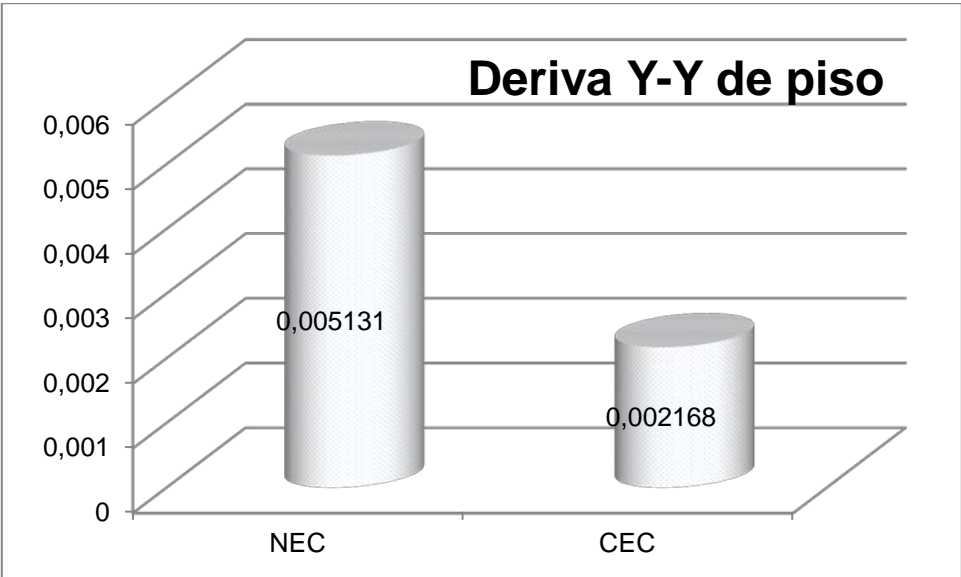


FIGURA 63: GRÁFICO COMPARATIVO DERIVA Y-Y, NEC VS CEC

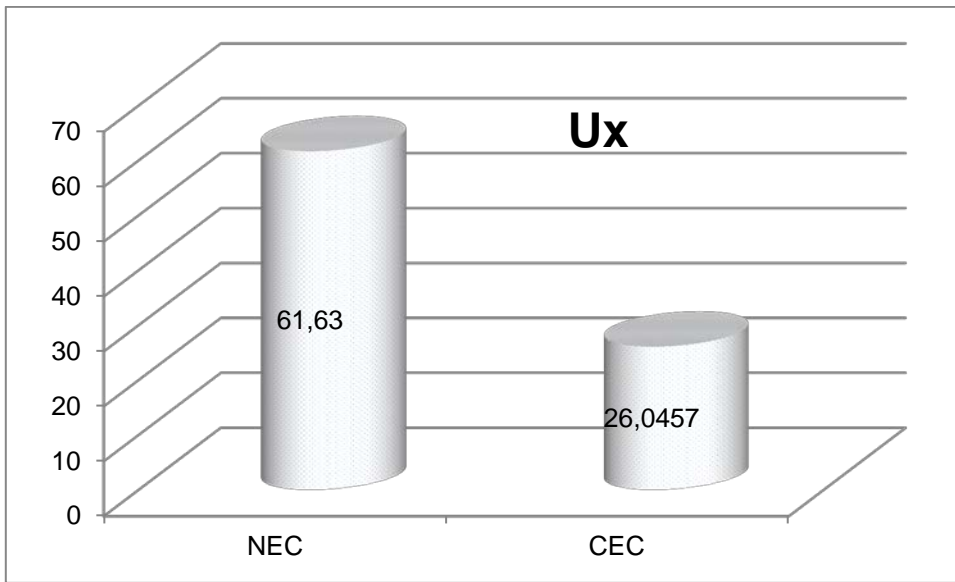


FIGURA 64: GRÁFICO COMPARATIVO UX, NEC VS CEC.

Los desplazamientos en X y Y son considerablemente mayores, 2.36 y 2.77 veces más grandes respectivamente, como se nota en las figuras 64 y 65.

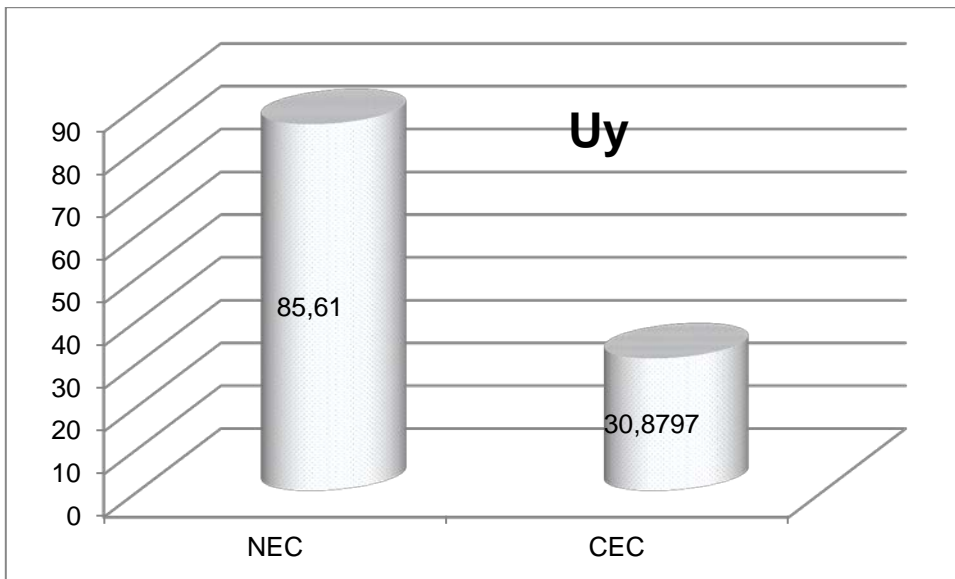


FIGURA 65: GRÁFICO COMPARATIVO UY, NEC VS CEC.

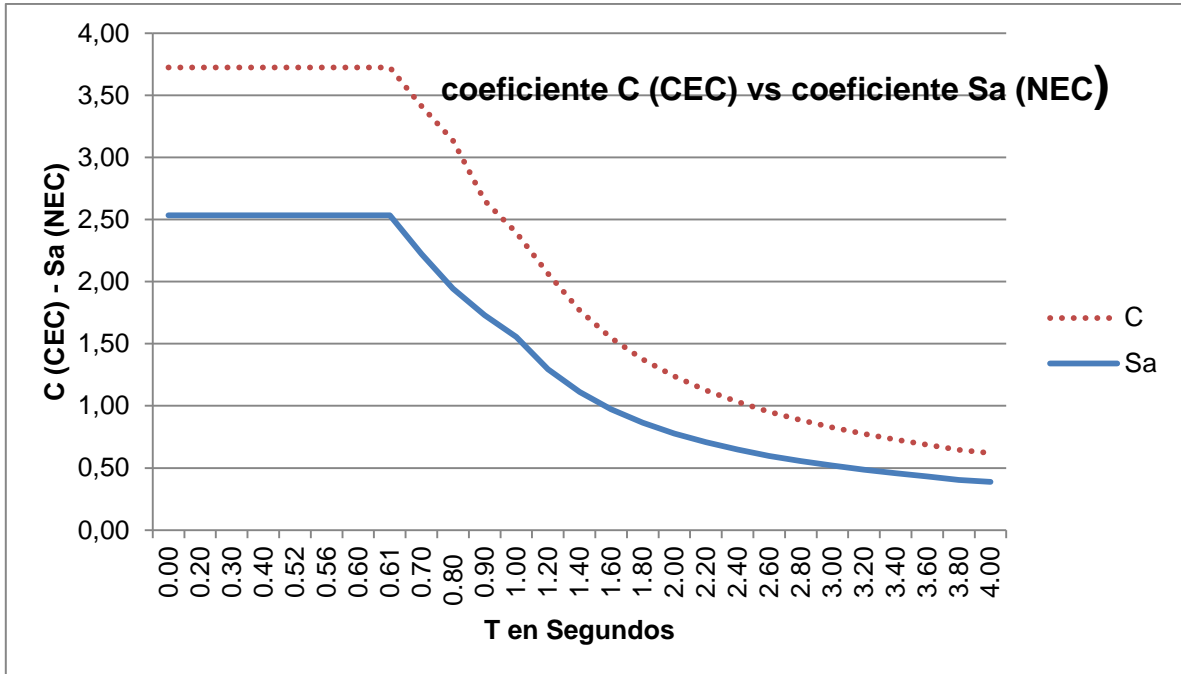


FIGURA 66: GRÁFICO COMPARATIVO COEFICIENTES C Y SA, NEC VS CEC

En la figura 66 se compara los coeficientes C, para el Código Ecuatoriano de la Construcción y el Sa para la Norma Ecuatoriana, se nota que el coeficiente C tiene valores mayores que para el coeficiente Sa, esto influye en el cálculo de períodos, corte basal y otros valores como se demuestra en los cuadros comparativos anteriores.

El volumen total de concreto utilizado en la edificación, calculado con la CEC 2002 también sufre un aumento al ser calculado nuevamente con la NEC 2011, este aumento es de alrededor del 53.23 %.

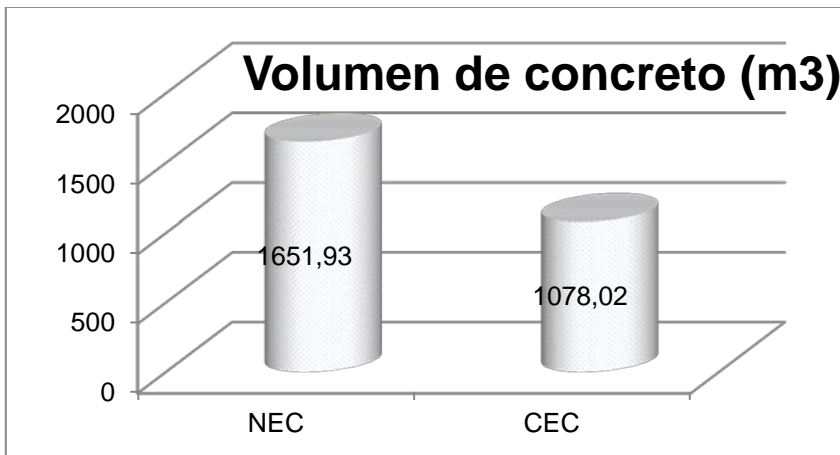


FIGURA 67: COMPARACIÓN DEL VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO

El acero de refuerzo en la superestructura de la edificación también sufre un considerable aumento, de 151593,51 Kg con el cálculo del CEC 2002 a 234597,15 Kg con el de la NEC 2011, esto significa un 54.75% más de acero, como se muestra en el siguiente gráfico:

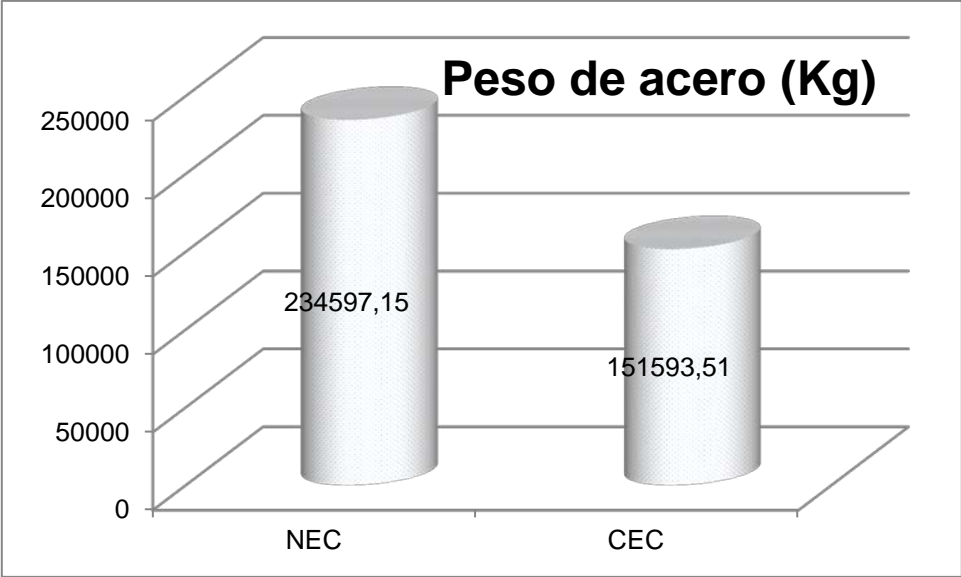


FIGURA 68: COMPARACIÓN PESO TOTAL DE ACERO

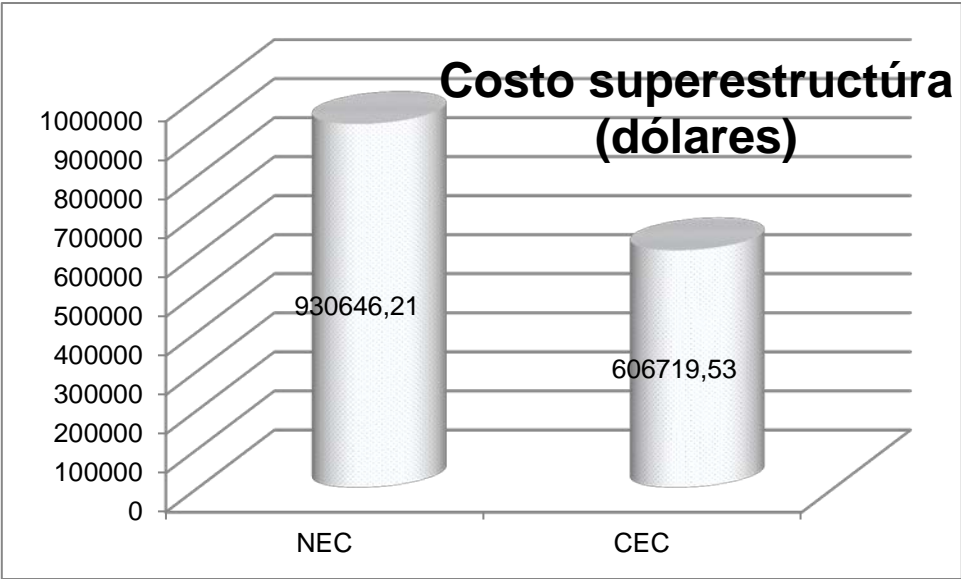


FIGURA 69: COSTO SUPERESTRUCTURA NEC VS CEC

CAPÍTULO VI

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

"La experiencia no sólo sirve para confirmar la teoría, se diferencia de ella, sin perturbarla y conduce a nuevas verdades que la teoría no ha sido capaz de alcanzar."

Jean le Rond d'Alembert

5.1 CONCLUSIONES

- Para verificar la vulnerabilidad sísmica de la edificación que se utilizó como caso de estudio, se utilizaron los formularios FEMA 154 y LMU-21/REE, el primero de la Agencia de riesgos norteamericana y el segundo del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. Los formularios se llenaron in situ, valiéndose de la observación exterior de la edificación, ya que no fue permitido el ingreso al inmueble. Los dos formularios dieron como resultado que el edificio Peña no es altamente vulnerable. La observación no mostró algún cambio brusco de inercia vertical u horizontal ni se evidenciaron grietas o asentamientos. Sin embargo este tipo de inspecciones deben ser más profundas en otro tipo de edificaciones y en otras zonas, que tienen más riesgo sísmico, por ejemplo el sector de Calderón, Carapungo y Pomasqui, que fueron afectadas en los eventos sísmicos de Agosto del 2014.
- El edificio Peña fue edificado a finales del 2002 y se estima que su cálculo estructural fue realizado con los parámetros del CEC 2002, pero en vista que no se lograron ubicar los planos estructurales se replicó el cálculo, variando los parámetros del CEC 2002 y la NEC 2011, para ello se utilizaron herramientas computacionales actuales. Se aplicó el programa AutoCAD 2014 para dibujar las columnas, vigas y losas de la edificación en

un modelo tridimensional que permita introducir los datos geométricos básicos en el programa ETABS. Las cargas actuantes en la superestructura se calcularon previamente en Excel al igual que el prediseño de vigas, columnas y losas. El uso de las herramientas computacionales facilita el proceso de cálculo, el mismo que se describe en el capítulo de Metodología. Cabe señalar que se escogieron los programas más utilizados en el sector constructivo y las versiones más actuales al momento de escribir la tesis. En el mercado de la ingeniería civil existen muchos programas para realizar cálculos estructurales, como SAP200 y SAFE, que se utilizan para proyectos más específicos. De igual manera han aparecido programas o emuladores de software libre que sirven como programas de diseño, pero su confiabilidad no ha podido ser comprobada. Los programas más convencionales, en este caso ETABS, SAP 200 y Auto CAD se siguen utilizando con licencias ilegales, ya que el precio de una licencia legal puede llegar a costar cientos de dólares.

- Como se aprecia en el capítulo de metodología, los factores que son similares para las normas analizadas en la fórmula del cortante basal son: factor de importancia y uso ($I=1$), el factor de zonas sísmica ($Z=0,4$), factores de forma ($\phi_p=0,9$ y $\phi_e=0,81$), entonces los valores que cambian sustancialmente el valor del cortante basal, son el factor de reducción de respuesta sísmica (R) donde se puede observar que para la nueva norma este valor ha sido reducido de 12 a 6 para el caso de estructuras de hormigón con muros de corte. Mientras que el otro factor es la aceleración espectral (S_a para la NEC y C para la CEC) cuyas fórmulas guardan ciertas similitudes. Otro valor que hay que tener en cuenta es el período fundamental de la estructura que tiene diferencias en su cálculo, lo que influye en el cálculo de las fuerzas horizontales, esto se puede evidenciar claramente en la siguiente comparación numérica, $T=0.61$ s para el CEC 2002 y $T= 0.5$ para la NEC 2011. Como se puede ver el valor del periodo en la NEC influye ya que este valor al ser bajo debido al tipo de estructuración se toma el valor máximo de aceleración espectral, dejando de lado el periodo fundamental de la estructura, por otro lado en la CEC este valor si depende del periodo fundamental, que es mayor y hace que la aceleración espectral sea menor y que esta esté fuera de los valores máximos de aceleración espectral. Los desplazamientos en la superestructura del Edificio Peña, varían notoriamente en los dos cálculos. Para el CEC 2002 es de 26.05 mm en el nivel N+18.3, mientras que en el cálculo de la NEC 2011 es de 61.63mm. El denominador R de la CEC es claramente mayor en comparación a su similar de la NEC, lo que le convierte en un valor aun para la gran diferencia que existe entre las dos

normas estudiadas. Ésta reducción del valor de (R) hace que el valor del cortante basal aumente significativamente con relación al valor calculado según la CEC 2002, por lo tanto las secciones de los elementos estructurales se incrementan para que así cumplan las condiciones de las derivas permitidas por la norma. Según el cálculo del CEC, el área mayor de las vigas es 0.25 m^2 , lo cual es incluso mayor que el prediseño, cuyo valor era 0.2 m^2 . Para el cálculo de la NEC el área se incrementa a 0.39 m^2 , es decir un incremento del 56%. Las secciones de las columnas también crecen significativamente, de 0.42 m^2 a 0.56 m^2 , lo que es lo mismo que un incremento del 33.33%. El acero de refuerzo requerido en el cálculo de la CEC 2002 tiene una sección máxima de 0.005 m^2 para vigas y de 0.0074 m^2 para columnas. Para el cálculo de la NEC 2011 los valores suben a 0.0078 m^2 y 0.0098 m^2 respectivamente. Los incrementos de sección en acero de refuerzo corresponden al 56% y 25.645% respectivamente. Todos estos datos concluyen que la NEC 2011 es una norma rigurosa en el aspecto sismo resistente y está a la par de otros parámetros internacionales.

- Para el análisis de los precios unitarios se tomaron solo los rubros correspondientes a la superestructura de la edificación, es decir concreto en vigas, columnas y losas, además del peso del acero de refuerzo utilizado en dichos elementos estructurales. La diferencia de dichos precios es considerable, el concreto en columnas, por ejemplo, aumenta de USD\$ 90120.8 a USD\$125286.16, es decir un incremento del 39%. El concreto para losas aumenta de USD\$ 48745.91 a USD\$ 70013.76, es decir un aumento del 43.63%. El concreto en vigas se incrementa de USD\$ 108025.47 a USD\$178498.79, lo que significa un aumento del 65.24%. Finalmente en el rubro de acero de refuerzo, el costo total aumenta de USD\$ 359827.33 a USD\$ 556847.49, lo que equivale a un incremento del 54.75%. El costo total de la superestructura del edificio tiene una variación de USD\$ 606719.53 con el cálculo del CEC 2002 a USD\$ 930646.21 con el cálculo de la NEC 2011, esto significa un incremento total del 53.39%. Si bien este incremento de precio es considerable, no se puede equiparar con la condición de seguridad y protección que el edificio tiene ante un evento sísmico de grandes proporciones.
- El desempeño sísmico del Edificio Peña es excelente, debido a su simetría y a la buena disposición de elementos que pueden interferir en la torsión del mismo, como son los habitáculos de ascensores y escaleras. Tanto para el

cálculo estructural realizado con El código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y con la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 los parámetros obtenidos son aceptables.

- La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 tuvo un proceso de elaboración prudente, en el que colaboraron muchos expertos y que incluyó parámetros que están vigentes en países con igual y mayor riesgo sísmico que el Ecuador. Su aplicación obligatoria es muy beneficiosa para tener edificios más seguros y que brinden la protección necesaria ante un evento sísmico de gran magnitud. El hecho más notorio, al terminar el proceso de cálculo estructural, se ve reflejado en la deflexión más grande que se obtiene en el cálculo con la CEC, que fue de 1.99 cm versus los 0.37 cm obtenidos con la NEC.

5.2 RECOMENDACIONES

- Es imperioso que se realice en la ciudad un censo sísmico catalogando las edificaciones de todos los sectores de la urbe y tener un panorama más claro sobre las posibles consecuencias de un evento sísmico de gran magnitud. El Municipio del Distrito Metropolitano tiene un proyecto de catalogar las edificaciones republicanas del centro histórico y realizar reforzamiento en sus estructuras, por la importancia histórica y patrimonial de las mismas, pero de igual manera se debería hacer con otro tipo de edificaciones que tienen igual importancia, como son hospitales, escuelas, universidades entre otros. En el desarrollo de la investigación fue notorio la falta de comunicación entre las entidades que manejan los planes de contingencia ante un evento sísmico, tanto del Distrito Metropolitano como de la Secretaria Nacional de Riesgos e incluso de la Cámara de la Industria de la Construcción, el hecho que no exista un formulario estandarizado para determinar la vulnerabilidad sísmica de un edificio demuestra esta falta de organización. Es la Norma Ecuatoriana de la Construcción quien tiene la potestad de implementar este y otro tipo de formularios que permitan una aplicación, control y seguimiento de las normas sismo resistentes.
- La utilización de paquetes informáticos en la Ingeniería obliga a los profesionales del sector constructivo tengan que actualizar sus conocimientos de manera regular, esto también podría ser normado por una

entidad de control, como el Colegio de Ingenieros Civiles del Ecuador, para que no solo promueva la capacitación, sino que la haga obligatoria para el correcto ejercicio de la profesión. De igual manera las Facultades de Arquitectura y de Ingeniería Civil de las universidades ecuatorianas deberían incluir en su pensum las nociones básicas de análisis estructural computarizado, que permita diseñar una edificación tomando en cuenta aspectos que las hacen más seguras, en relación a su desempeño sísmico. De esta manera la cadena de seguridad empieza con un plano arquitectónico que respete las normas sismo resistentes y que brinden ambientes confiables. La inclusión de materias que apliquen paquetes computacionales específicos también puede ser regulada por la entidad adecuada, incluso para que las licencias de uso de los programas tengan un costo significativo si éste se utiliza con fines académicos o didácticos.

- La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 ya ha sido aplicada obligatoriamente por siete meses, a la fecha de presentación de la presente investigación, y no se ha hecho un estudio que analice el real cumplimiento de la Norma, por parte de la entidad que la auspicio, la Cámara de la Industria de la Construcción. Sería muy importante que dicha entidad o el Ministerio de Vivienda realicen una investigación que recoja la retroalimentación sobre la implementación de la NEC en el sector constructivo, para que dicha normativa incluso pueda tener un período de corrección o mejoramiento de sus acápites.
- Es fundamental que las entidades de control del Distrito Metropolitano de Quito regularicen las administraciones de los inmuebles de manera efectiva. El administrador de una edificación debe tener en su poder los planos arquitectónicos, estructurales, eléctricos e hidrosanitarios de la construcción, así como estar al tanto de la ubicación de tomas de agua, electricidad, gas centralizado, salidas de emergencia y conocer fortalezas y debilidades de propietarios e inquilinos para organizar un plan de contingencia en el caso de un desastre natural.

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, Roberto (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Sangolquí: Editorial ESPE.

Aguiar, Roberto (2013). *Microzonificación sísmica de Quito*. Sangolquí: Editorial ESPE.

Applied Technology Council. (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic*

Bozzo, Luis (2004). *Diseño Sismo resistente de edificios, normas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Editorial Reverte.

Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI-318-1999 y 2002.

Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción (1987). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México DF: Editorial CMIC.

CEC - Código Ecuatoriano de la Construcción Parte1 (2001). "Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculos para Diseños Sismo-Resistente". Quito. Ecuador

Correa, Cristian y otros. (2004). *Sismicidad histórica del Ecuador, cálculo de aceleraciones máximas, energía sísmica liberada y estimación del peligro sísmico*. Quito: Editorial EPN.

Hernández, Eliud (2013). *Análisis y diseño estructural utilizando el programa ETABS V9*. México DF: CSI Latinoamérica. (bajo auspicio de Morrison Ingenieros)

Instituto Nacional de Normalización (1996). *Nch433 Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago: Editorial INN.

International Association for Earthquake Engineering (2000). *Regulations for Seismic Design— A World List 1996*. Tokyo: IAEE editorial.

International Code Council (2000). *International Building Code 2000*. Washington: ICCSAFE editorial.

International Conference of Building Officials (1997). *Uniform Building Code*. Whittier: ICBO editorial.

Lomnitz, Cinna (2005). *El próximo sismo en la ciudad de México*. México DF: Editorial UNAM.

National Research Council (1995). *National Building Code of Canada 1995*. Ottawa: NRC editorial.

NEC – Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo 1 “Cargas y Materiales”, Capítulo 2 “Peligro Sísmico y Requisitos De Diseño Sismo Resistente

NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (1997) FEMA publication 273, 274, Washington, D.C.

Perles, Pedro (2012). *Temas de estructuras especiales*. Buenos Aires: Editorial Nobuko

Rapid Visual Screening of buildings for Potencial Seismic Hazards, FEMA 154, Edition 2 / March 2002.

Regulations for Buildings (ATC 3). Boulder: National Science Foundation Editorial

Scaletti, Hugo (2007). *Códigos sismo resistentes*. Lima: Editorial Universidad Nacional de Ingeniería.

Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings, (1996) ATC-, California: Applied Technology Council.

SENCICO (1997). Norma Técnica de Edificación E-030 – Diseño Sismo resistente. Lima: Editorial SENCICO.

Yépez Fabricio, *Requisitos mínimos sismo resistentes del Código Ecuatoriano de la construcción 2002*. Quito: Editorial Universitaria.

NETGRAFÍA

<http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/norma-construccion-disenos-sismo-resistentes.html> (27/9/2014)

<http://www.ecuavisa.com/articulo/noticias/nacional/76411-nueva-norma-construccion-exigira-edificaciones-sismo-resistentes> (30/9/2014)

<http://camicon.ec/index.php/component/k2/item/222-boletin-de-prensa-aplicacion-norma-ecuatoriana-de-la-construccion>(5/10/2014)

<http://www.igepn.edu.ec/> (2/11/2014)

<http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/50-anos-sismos-ecuador-historia.html> (30/10/2014)

<http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/resena-sismos-falla-geologica-quito.html>
(2/10/2014)

<http://www.telegrafo.com.ec/noticias/quito/item/11-preguntas-que-explican-la-falla-de-quito-y-el-porque-de-los-sismos.html> (2/11/2014)

http://www.lpi.tel.uva.es/~nacho/docencia/ing_ond_1/trabajos_06_07/io3/public_html/Sismorresistencia/Sismorresistencia.html (2/11/2014)

<http://www.elcomercio.com.ec/actualidad/quito/poblacion-al-peligro-sismico.html>
(2/11/2014)

<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
(2/11/2014)

<http://www.tecnoav.cl/4-aisladores-sismicos-y-disipadores-sismicos/> (2/2/2015)

<http://202.54.104.236/intranet/eha/Mitigacion/Contenidos/spanish/estructurales.htm>
(2/2/2015)

http://es.wikibooks.org/wiki/Patología_de_la_edificación/Estructuras_de_hormigón/Lesiones/Fisuración (2/2/2015)

<http://books.google.com.do/books?id=gPsElo-1DIMC&printsec=frontcover#v=onepage&q=&f=false> (2/2/2015)

<http://www.chilecubica.com/fichas-y-manuales-t%C3%A9cnicos-de-construcci%C3%B3n/estudio-de-costos/apu-an%C3%A1lisis-de-precios-unitarios/>
(12/2/2015)

https://es.over-blog.com/Como_se_hace_un_analisis_de_precios_unitarios-1228321767-art315563.html (12/2/2015)

<http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%202/Cargas%20muertas.htm> (13/2/2015)

<http://estructuras.eia.edu.co/estructurasI/deflexiones/teoria%20deflexion/deflexiones.htm> (14/2/2015)

ANEXOS

FORMULARIO LMU-21/REE (EJERCICIO)

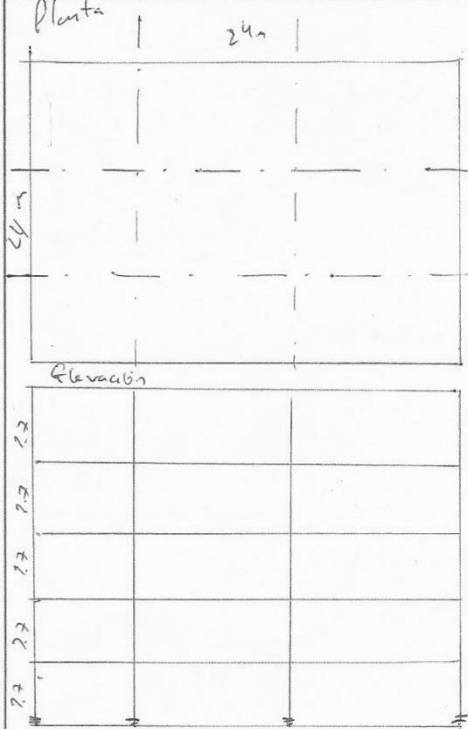
MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO
EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES DENTRO DE UN RÉGIMEN TRANSITORIO Y ESPECIAL PARA EL RECONOCIMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO



Código: LMU - 21 / REE

ANEXO N°1

100 ESQUEMA ESTRUCTURAL: PLANTA Y ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN A EVALUARSE



101 DATOS EDIFICACION

102 Nombre de la Edificación: *Amaventa Real*
 103 Dirección:
 104 Sitio de referencia:
 105 Tipo de uso:
 106 Número de pisos: *5 + Subsuelo*

107 DATOS CONSTRUCCIÓN

108 Área construída: *576 m² - 324 constr*
 109 Año de construcción: *2002*
 110 Año de remodelación:

111 DATOS DEL PROFESIONAL

112 Nombre del evaluador: *Carlos Vásquez*
 113 Cédula del evaluador: *1707759393*
 114 Registro SENESCYT

115 FOTOGRAFÍAS



200 TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

201 MADERA	W1
202 Mampostería sin refuerzo	URM
203 Mampostería reforzada	RM
204 Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX
205 Pórtico Hormigón Armado	C1
206 Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2

207 Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3
208 H. Armado prefabricado	PC
209 Pórtico Acero Laminado	S1
210 Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
211 Pórtico Acero Doblado en frío	S3
212 Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón	S4
213 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque	S5

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S

301	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA	TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
		W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
302	puntaje básico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,5	2,8	1,6	2,4	2,6	3	2	2,8	2	
303	ALTURA														
303A	baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
303B	mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	N/A	0,4	0,4	
303C	gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,5	0,6	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,6	0,8	
304	IRREGULARIDAD														
304A	irregularidad vertical	-2,5	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	
304B	irregularidad en planta	-0,5	-0,5	-0,5	-1	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	
305	CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
305A	Pre-código moderno (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2	
305B	Construido en etapa de transición (desde 1977 pero antes de 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
305C	Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2,8	1	1,4	2,4	1,4	1	1,4	1,4	1	1,6	1	
306	SUELO														
306A	Tipo de suelo C	0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	
306B	Tipo de suelo D	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	
306C	Tipo de suelo E	0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8	
307	PUNTAJE FINAL	2,4													

400 GRADO DE VULNERABILIDAD

401	S menor a 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación espacial
402	S entre 2,0 y 2,5	Media vulnerabilidad
403	S mayor a 2,5	Baja vulnerabilidad

[Handwritten Signature]
FIRMA RESPONSABLE EVALUACIÓN

404 OBSERVACIONES:

* la edificación se asienta por encima de un terreno de inclinación mínima por lo que el puntaje final debe ser mayor

Referencia del formulario: FEMA154 (2002), Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards - A Handbook, 2nd edition, FEMA & NEHRP report, ATC, California

FORMULARIO FEMA 154 (EJERCICIO)

Scale:

Address: Calle los Cabildos Zip _____

Other Identifiers Quito tenis

No. Stories 5 Year Built 2002

Screener Carlos Vazquez Date 11-2-15

Total Floor Area (sq. ft.) 324 m²

Building Name Amaranta Real

Use Vivienda

OCCUPANCY				SOIL TYPE						FALLING HAZARDS					
Assembly	Govt	Office	Number of Persons	A	B	C	D	E	F	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Commercial	Historic	Residential	0-10	Hard Rock	Avg. Rock	Dense Soil	Stiff Soil	Soft Soil	Poor Soil	Unreinforced Chimneys	Parapets	Cladding	Other:		
Emer. Services	Industrial	School	101-1000											NA	

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S															
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Soil Type D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8

FINAL SCORE, S 3.4

COMMENTS	Detailed Evaluation Required YES <input type="radio"/> NO <input checked="" type="radio"/>
----------	---

FORMULARIO LMU-21/REE (EDIFICIO PEÑA)

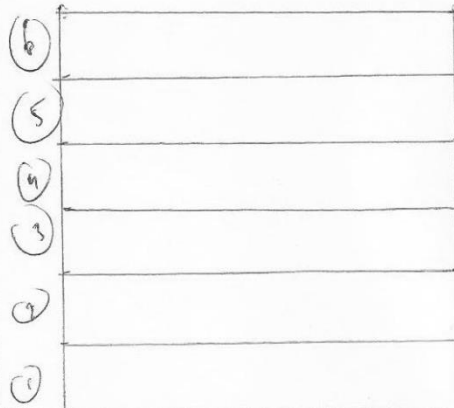
MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO
EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA PARA EDIFICACIONES DENTRO DE UN REGIMEN TRANSITORIO Y ESPECIAL PARA EL RECONOCIMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO



Código: LMU - 21 / REE

ANEXO N°1

100 ESQUEMA ESTRUCTURAL: PLANTA Y ELEVACION DE LA EDIFICACION A EVALUARSE



101 DATOS EDIFICACION

102 Nombre de la Edificación: *Avicula Real*
 103 Dirección: *La Catedral s/s*
 104 Sitio de referencia:
 105 Tipo de uso: *Vivienda*
 106 Número de pisos:
 107 DATOS CONSTRUCCION
 108 Área construida: *618 m²*
 109 Año de construcción: *2002*
 110 Año de remodelación:

111 DATOS DEL PROFESIONAL

112 Nombre del evaluador: *C. Viquez*
 113 Cédula del evaluador:
 114 Registro SENESCYT

115 FOTOGRAFÍAS



200 TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	
201 MADERA	W1
202 Mampostería sin refuerzo	URM
203 Mampostería reforzada	RM
204 Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX
205 Pórtico Hormigón Armado	C1
206 Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2

207 Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3
208 H. Armado prefabricado	PC
209 Pórtico Acero Laminado	S1
210 Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
211 Pórtico Acero Doblado en frío	S3
212 Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón	S4
213 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque	S5

300 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S

301	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA	TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL												
		W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
302	puntaje básico	4,4	1,8	2,8	1,8	2,6	2,8	1,6	2,4	2,6	3	2	2,8	2
303	ALTURA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
303A	baja altura (menor a 4 pisos)	N/A	N/A	0,4	0,2	0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,4	0,4	0,4	0,4
303B	mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0,3	0,6	0,8	0,3	0,4	0,6	0,8	N/A	0,8	0,8
303C	gran altura (mayor a 7 pisos)													
304	IRREGULARIDAD	-2,5	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	-1	-1,5	-1,5	-1	-1	
304A	Irregularidad vertical	-0,5	-0,5	-0,5	-1	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5
304B	Irregularidad en planta													
305	CODIGO DE LA CONSTRUCCION	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2
305A	Pre-código moderno (construido antes de 1977) o auto construcción	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
305B	Construido en etapa de transición (desde 1977 pero antes de 2001)	1	N/A	2,8	1	1,4	2,4	1,4	1	1,4	1,4	1	1,6	1
305C	Post código moderno (construido a partir de 2001)													
306	SUELO	0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
306A	Tipo de suelo C	0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4
306B	Tipo de suelo D	0	-0,8	-0,4	-1,2	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-1,2	-0,8
306C	Tipo de suelo E													

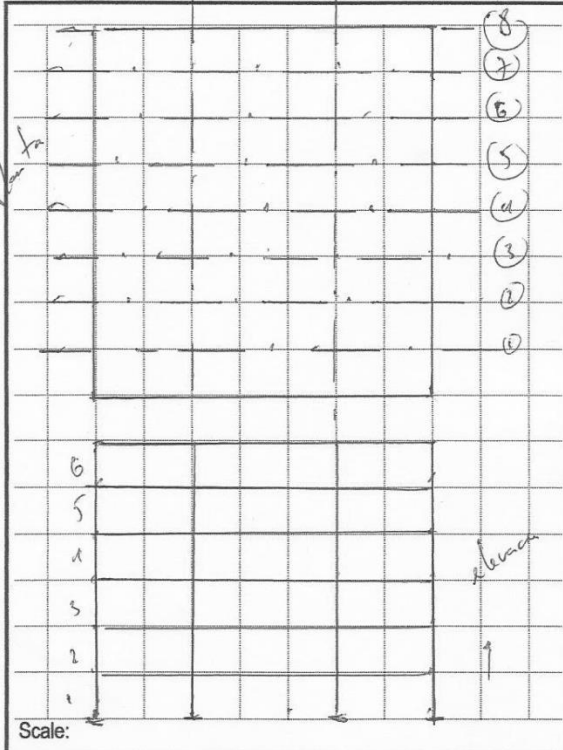
307 PUNTAJE FINAL

400 GRADO DE VULNERABILIDAD	
401 S menor a 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
402 S entre 2,0 y 2,5	Media vulnerabilidad
403 S mayor a 2,5	Baja vulnerabilidad

404 OBSERVACIONES: FIRMA RESPONSABLE EVALUACION

Referencia del formulario: FEMA154 (2002). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards - A Handbook. 2nd edition. FEMA & NEHRP report, ATC, California

FORMULARIO FEMA-154 (EDIFICIO PEÑA)



Address: Las Cabildos 9/n Zip _____

Other Identifiers _____

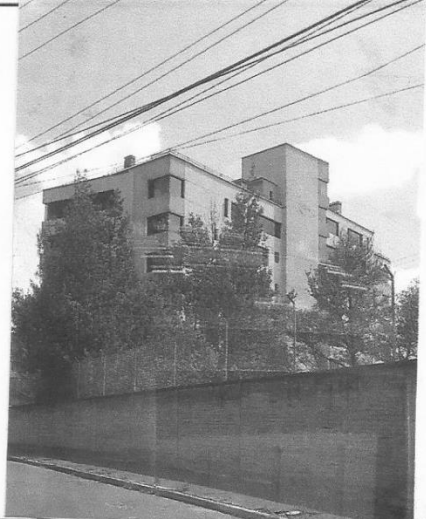
No. Stories 6 Year Built 2002

Screener C. Vasquez Date 11-2-2015

Total Floor Area (sq. ft.) 618 m²

Building Name America 2nd (ed. Peira)

Use _____



OCCUPANCY				SOIL TYPE						FALLING HAZARDS					
Assembly	Govt	Office	Number of Persons	A	B	D	E	F	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			
Commercial	Historic	Residential	0 - 10	Hard	Avg.	Dense	Stiff	Soft	Unreinforced	Parapets	Cladding	Other:			
Emer. Services	Industrial	School	101-1000	Rock	Rock	Soil	Soil	Soil	Chimneys						
BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S															
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Soil Type D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8
FINAL SCORE, S						5.4									
COMMENTS													Detailed Evaluation Required		
													YES NO		