

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO UNIVERSITARIO

TEMA:

ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMNISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI.

AUTOR:

GABRIEL ALEJANDRO MONTALVO QUINTEROS

TUTOR:

Ing. Mg. JORGE CEVALLOS

Ambato – Ecuador

2019

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Jorge Cevallos, certifico que el presente Trabajo Experimental bajo el tema: "ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMNISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI."**,** es de autoría del Sr Gabriel Alejandro Montalvo Quinteros el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, abril del 2019

_____

Ing. Mg. Jorge Cevallos.

AUTORÍA

Yo, Gabriel Alejandro Montalvo Quinteros con C.I: 0301978490, Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: "ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMNISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI", es de mi completa autoría.

Ambato, abril del 2019

_____

Gabriel Alejandro Montalvo Quinteros

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando ésta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, abril del 2019

_____

Gabriel Alejandro Montalvo Quinteros

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: "ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMNISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI.", del egresado Gabriel Alejandro Montalvo Quinteros, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, mayo del 2019

Para Constancia firman

_____	_____
Ing. Mg. Christian Medina	Ing. Mg. Byron Cañizares

DEDICATORIA

A Dios por darme fortaleza y sabiduría para cumplir con cada uno de mis sueños.

A mis padres, quienes a pesar de las circunstancias siempre supieron ayudarme para salir adelante, gracias por ser guía y sobre todo por el apoyo constante en todos los aspectos de mi vida.

A mi Abuelita y hermano por ser las personas que siempre me han motivado para cumplir mis metas.

A todos mis tíos que siempre me han apoyado para alcanzar mis metas desde muy pequeño.

A mis amigos de la facultad con los que he luchado hombro a hombro para lograr culminar esta etapa.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la fortaleza necesaria para logra mi meta.

A mi familia por estar siempre pendientes de mi a pesar de las adversidades, en especial a mis padres: Gabriel e Himelda, a mi abuelita Ana, a mi hermano Ismael, y a todos mis tíos.

A la Universidad Técnica de Ambato por brindarme todas las facilidades para la realización de la presente investigación.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por todas las enseñanzas brindadas durante estos años de carrera.

Al Ing. Mg. Jorge Cevallos por todos los conocimientos impartidos durante mi formación como profesional y por el tiempo dedicado para la culminación de este trabajo.

Al Ing. Mg. Christian medina por todos los conocimientos que voluntariamente nos ha compartido a lo largo de la carrera.

INDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A. PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA I
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR II
AUTORIA III
DERECHOS DE AUTOR IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO V
DEDICATORIA VI
AGRADECIMIENTOS VII
INDICE GENERAL DE CONTENIDOS VIII
ÍNDICE TABLAS XI
ÍNDICE DE FIGURAS XIII
RESUMEN EJECUTIVO XVI
ABSTRACT XVII

B. CONTENIDO

CAPÍTULO I 1
TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL. 1
1.1. ANTECEDENTES. 1
1.2. JUSTIFICACIÓN 2
1.3. OBJETIVOS. 4
1.3.1. Objetivo General. 4
1.3.2. Objetivos Específicos. 4
CAPÍTULO II 5
2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA. 5
2.1.1. Vulnerabilidad de Edificios. 5
2.1.2. Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica. 5
2.1.3. Métodos Cualitativos. 6

2.1.3.1. Inspección y Evaluación Visual Rápida de Estructuras FEMA 154 y NEC 2015. 6
2.1.3.2. Inspección Visual de Estructuras Según La Secretaria nacional de gestión de Riesgos (SNGR). 14
2.1.4. Métodos Cuantitativos. 17
2.1.4.1. Análisis Estático no Lineal (PUSHOVER). 17
2.1.4.2. Capacidad. 18
2.1.4.2.1. Curva Capacidad 18
2.1.4.2.2. Modelo de Comportamiento del Hormigón. 19
2.1.4.2.5. Elementos Dúctiles de Hormigón Armado. 21
2.1.4.3. Desempeño. 24
2.1.4.3.1. Niveles de Desempeño no Estructural. 25
2.1.4.3.2. Niveles de desempeño Estructural. 26
2.1.4.3.3. Niveles de Desempeño del Edificio. 26
2.1.4.4. Análisis Estático no Lineal. 28
2.1.4.4.1. Procedimiento de Linealización Equivalente. 29
2.1.4.4.2. Conversión de la Curva de Demanda 29
2.1.4.4.3. Conversión de la Curva de Capacidad. 30
2.1.4.4.4. Representación Bilineal de la Curva Capacidad. 31
2.1.4.4.5. Amortiguamiento y Periodo efectivo. 34
2.1.4.4.6. Reducción Espectral para la Amortiguación Efectiva. 39
2.1.4.4.7. Modificación del Espectro de Respuesta ADRS a MADRS. 39
2.1.4.5. Demanda. 41
2.1.4.5.1. Espectro de Respuesta (NEC 2015) 41
2.1.4.5.2. Espectro Determinista. 43
2.1.4.6. Análisis de Fragilidad. 44
2.1.4.6.1. Curvas de Fragilidad. 44
2.1.4.6.2. Matrices de Probabilidad de Daño. 46
2.2. HIPÓTESIS. 47
2.3. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS. 47
2.3.1. Variable dependiente 47
2.3.2. Variable independiente 47
CAPÍTULO III 48

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN. 48
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA. 49
3.2.1. Población. 49
3.2.2. Muestra. 52
3.3. OPERAZIONALIZACIÓN DE VARIABLES. 53
3.3.1. Variable Independiente. 53
3.3.2. Variable Dependiente. 54
3.4. PLAN DE RECOLLECIÓN DE LA INFORMACIÓN. 56
3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS. 57
CAPÍTULO IV 58
4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS. 58
4.1.2. Acero De Refuerzo de Elementos Estructurales. 62
4.1.3. Cargas 64
4.1.3.1. Carga Sísmica 64
4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS. 68
4.2.1. Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo. 68
4.2.1.1. Inspección Visual Rápida FEMA 154. 68
4.2.1.1.1 Nivel 1 69
4.2.1.1.2. Nivel 2. 75
4.2.1.2. Inspección Visual Rápida NEC 2015 80
4.2.1.3. Inspección Visual Rápida de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR). 82
4.2.2. Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo. 84
4.2.2.1. Análisis Dinámico. 85
4.2.2.1.1. Análisis dinámico Modelo 1. 88
4.2.2.1.2. Análisis Dinámico Modelo 2. 107
4.2.2.2. Análisis Estático no Lineal. 123
4.2.2.2.1. Definición de cargas para el Análisis Estático no Lineal. 123
4.2.2.2.2. Desempeño Estructural. 132
4.2.2.3. Curvas de Fragilidad. 148
4.2.2.3.1. Fragilidad del Bloque 1 Modelo 1 154
4.2.2.3.2. Fragilidad del Bloque 2 Modelo 1 157
4.2.2.3.3. Fragilidad del Bloque 1 Modelo 2 160

4.2.2.3.4. Fragilidad del Bloque 2 Modelo 2 164
4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS. 167
CAPÍTULO V 168
5.1. CONCLUSIONES 168
5.2. RECOMENDACIONES. 170

C. MATERIAL BIBLIOGRÁFICO

BIBLIOGRAFÍA 171
ANEXOS 174

ÍNDICE TABLAS

Tabla 1: *Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154* *7*
Tabla 2: *Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA 154* *8*
Tabla 3: *Formulario de evaluación NEC 2015* *9*
Tabla 4: *Tipología del Sistema Estructural FEMA 154.* *10*
Tabla 5:*Tipología del Sistema Estructural NEC 2015* *11*
Tabla 6: *Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje final S FEMA 154* *12*
Tabla 7: *Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S NEC 2015* *13*
Tabla 8: *Valoración de la Vulnerabilidad del Edificio de acuerdo con la Metodología SNGR.* *14*
Tabla 9: *Ponderación de Vulnerabilidad Sísmica.* *16*
Tabla 10: *Nivel de Vulnerabilidad SNGR* *16*
Tabla 11: *Coeficientes para uso de Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.* *36*
Tabla 12: *Coeficientes para uso de Ecuaciones de Periodo Efectivo* *38*
Tabla 13: *Datos del Espectro Determinista.* *44*
Tabla 14: *Coordenadas de la Estructura Objeto de Estudio.* *49*
Tabla 15: *Cantidad de elementos Estructurales.* *51*
Columnas ***Tabla 16:*** *51*
Tabla 17: *Características de los Modelos Matemáticos.* *53*
Tabla 18: *Operacionalización de la Variable Independiente.* *53*
Tabla 19: *Operacionalización de la Variable Dependiente.* *54*
Tabla 20: *Plan de Recolección de Información.* *56*
Tabla 21: *Conjunto de Datos de Ensayo Esclerómetro.* *59*
Tabla 22: *Resistencia a Compresión del Hormigón de cada Punto Ensayado.* *60*
Tabla 23: *Datos Ordenados de la Resistencia a Compresión.* *62*
Tabla 24: *Cantidad de Acero de Refuerzo para Vigas.* *63*
Tabla 25*: Cantidad de Acero de Refuerzo para Columnas.* *64*
Tabla 26: *Tipos de suelo y factores de sitio Fa* *66*
Tabla 27: *Tipos de suelo y factores de sitio Fd* *66*
Tabla 28: *Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.* *67*

Tabla 29: *Factor de zona y factores de Suelo. 67*
Tabla 30: *Nivel de Vulnerabilidad SNGR..... 84*
Tabla 31. *Periodo de Vibración de los Bloques. 85*
Tabla 32: *Variables del Coeficiente Basal..... 86*
Tabla 33: *Aceleración Espectral (Sa) 87*
Tabla 34: *Coeficiente Basal. 87*
Tabla 35: *Características Estructurales del Modelo 1. ..... 88*
Tabla 36: *Periodos de Vibración Modelo 1 ..... 94*
Tabla 37: *Masas Acumuladas Modelo 1 Bloque 1. ..... 95*
Tabla 38: *Masas Acumuladas Modelo 1 Bloque 2. ..... 96*
Tabla 39: *Tipo de Comportamiento Modelo 1 Bloque 1. ..... 96*
Tabla 40: *Tipo de Comportamiento Modelo 1 Bloque 2. ..... 97*
Tabla 41: *Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 1. ..... 98*
Tabla 42: *Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 2. ..... 100*
Tabla 43: *Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 1. ..... 102*
Tabla 44: *Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 2. ..... 104*
Tabla 45: *Validación de Análisis Dinámico Modelo 1. ..... 106*
Tabla 46: *Características Estructurales del Modelo 2. ..... 107*
Tabla 47: *Periodo de Vibración Modelo 2. ..... 111*
Tabla 48: *Masas Acumuladas Modelo 2 Bloque 1. ..... 112*
Tabla 49: *Masas Acumuladas Modelo 2 Bloque 2. ..... 112*
Tabla 50: *Tipos de Comportamiento Modelo 2 Bloque 1. ..... 113*
Tabla 51: *Tipos de Comportamiento Modelo 2 Bloque 2. ..... 113*
Tabla 52: *Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 1. ..... 114*
Tabla 53*: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 2. ..... 116*
Tabla 54: *Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 1. ..... 118*
Tabla 55*: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 2. ..... 120*
Tabla 56: *Validación de Análisis Dinámico Modelo 2. ..... 122*
Tabla 57: *Parámetros de las Curvas de Fragilidad. 150*
Tabla 58: *Datos de la curva de Fragilidad Estado Leve del Bloque 1 Modelo 1 sentido X 153*
Tabla 59: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X. 155*
Tabla 60: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y. 157*
Tabla 61: *Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X. 158*
Tabla 62:*Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y. 160*
Tabla 63: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X. 161*
Tabla 64: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y. 163*
Tabla 65: *Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X. 165*
Tabla 66: *Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y. 166*

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: *Curva capacidad.* *19*
Figura 2: *Modelo de Mander.* *20*
Figura 3: *Modelo de Park.* *21*
Figura 4: *Relaciones Generalizadas Fuerza - Deformación para Elementos de Concreto.* *22*
Figura 5: *Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Reforzado.* *23*
Figura 6: *Criterios de Aceptación para Columnas Concreto Reforzado.* *24*
Figura 7: *Niveles de Desempeño de un Edificio.* *27*
Figura 8: *Transformación del Espectro Estándar al formato ADRS.* *30*
Figura 9: *Transformación de la Curva de Capacidad.* *31*
Figura 10: *Punto de Desempeño.* *31*
Figura 11: *Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.* *32*
Figura 12: *Tipos de Comportamiento.* *34*
Figura 13*:Modificadores del Diagrama Aceleración - Desplazamiento del Espectro de Respuesta (MADRS) usados con el periodo secante, Tsec.* *40*
Figura 14: *Espectro Elástico de Diseño.* *42*
Figura 15*: Espectro Determinista y Espectro de Respuesta* *43*
Figura 16: *Ejemplo de Curvas de Fragilidad.* *46*
Figura 17: *Matriz Probabilidad de Daño.* *47*
Figura 18*: Ubicación de la Estructura Objeto de estudio.* *49*
Figura 19: *Planta Arquitectónica.* *50*
Figura 20: *Estado Actual de la Estructural* *52*
Figura 21: *Zonas Sísmicas para propósitos de diseño y Valor del factor (Z).* *65*
Figura 22: *Espectro de Respuesta NEC 2015 y Espectro Determinista.* *68*
Figura 23: *Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154.* *69*
Figura 24: *Paso 2, Inspección Visual Rápida FEMA 154.* *70*
Figura 25: *Paso 3, Inspección Visual FEMA 154.* *71*
Figura 26: *Paso 4, Inspección Visual FEMA 154* *72*
Figura 27: *Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 1.* *74*
Figura 28; *Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 2* *75*
Figura 29: *Paso 2, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.* *76*
Figura 30: *Paso 3, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.* *77*
Figura 31: *Paso 4, Inspección Visual Rápida, FEMA 154 Nivel 2.* *77*
Figura 32: *Inspección Visual Rápida, FEMA 154.* *79*
Figura 33: *Paso 1, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.* *80*
Figura 34: *Paso 2, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.* *81*
Figura 35: *Paso 3, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.* *81*
Figura 36*: Paso 4, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.* *82*
Figura 37: *Inspección Visual Rápida SNGR.* *83*
Figura 38: *Aceleración Espectral (Sa).* *87*
Figura 39: *Definición de cantidad de Acero en Columna.* *89*
Figura 40: *Definición de cantidad de Acero en Vigas.* *90*
Figura 41: *Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 1.* *91*
Figura 42: *Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 2.* *92*
Figura 43: *Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 1.* *93*
Figura 44: *Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 2.* *94*

Figura 45: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1, Bloque 1, Sentido X.* 99
Figura 46:*Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 1 Sentido Y.* 99
Figura 47: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 2 Sentido X.* 101
Figura 48: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 2 Sentido Y.* 101
Figura 49: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 1 Sentido X.* 103
Figura 50:*Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 1 Sentido Y.* 103
Figura 51: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 2 Sentido X.* 105
Figura 52: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 2 Sentido Y.* 105
Figura 53: *Vista Isométrica del Modelo 2 Bloque 1.* 108
Figura 54: *Vista Isométrica del Modelo 2 Bloque 2.* 109
Figura 55: *Periodo de Vibración Modelo 2 Bloque 1.* 110
Figura 56: *Periodo de Vibración Modelo 2 Bloque 2.* 111
Figura 57: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 1 Sentido X.* 115
Figura 58: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 1 Sentido Y.* 115
Figura 59: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 2 Sentido X.* 117
Figura 60: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 2 Sentido Y.* 117
Figura 61: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 1 Sentido X.* 119
Figura 62: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 1 Sentido Y.* 119
Figura 63: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 2 Sentido X.* 121
Figura 64: *Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 2 Sentido Y.* 121
Figura 65: Patrón de Carga Gravitacional. 124
Figura 66: *Patrón de Carga no Lineal lateral.* 125
Figura 67: *Definición de Factor K para Distribución de Fuerzas Laterales*..... 126
Figura 68: *Definición del Nudo de Control y Dirección de la Carga.* 127
Figura 69: *Definición de Carga no Lineal Sentido Y.* 128
Figura 70: *Definición del Nudo de Control Sentido Y.* 129
Figura 71: *Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas.* 130
Figura 72: *Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas.* 131
Figura 73: *Asignación de Rótula Plástica en Muro de Corte.* 132
Figura 74: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque ,1 Modelo 1, Sentido X.* 133
Figura 75: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.* 133
Figura 76: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque ,1 Modelo 1, Sentido Y.* 134
Figura 77: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.* 134
Figura 78: *Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 1, Sentido X.* 136
Figura 79*: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 1, Sentido Y.* 137
Figura 80: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.* 138
Figura 81: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.* 138
Figura 82: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.* 139
Figura 83: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.* 139
Figura 84: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 2, Sentido X. 140
Figura 85: *Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 2, Sentido Y.* 140
Figura 86: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.* 141
Figura 87: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.* 142
Figura 88: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.* 142
Figura 89: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.* 143
Figura 90: *Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 1, Sentido X.* 143
Figura 91: *Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 1, Sentido Y.* 144
Figura 92: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.* 145
Figura 93: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.* 145

Figura 94: *Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.* *146*
Figura 95: *Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.* *146*
Figura 96: *Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 2, Sentido X.* *147*
Figura 97: *Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 2, Sentido Y.* *148*
Figura 98: *Tabla 6A de Probabilidades acumuladas de la distribución normal estándar* *151*
Figura 99:*Tabla 6B de Probabilidades acumuladas de la distribución normal estándar* *152*
Figura 100: *Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.* *154*
Figura 101: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.* *155*
Figura 102: *Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.* *156*
Figura 103: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.* *156*
Figura 104: *Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.* *157*
Figura 105*: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.* *158*
Figura 106: *Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.* *159*
Figura 107: *Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.* *159*
Figura 108; *Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.* *160*
Figura 109: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.* *161*
Figura 110: *Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.* *162*
Figura 111: *Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.* *162*
Figura 112*: Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.* *164*
Figura 113: *Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.* *164*
Figura 114: *Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.* *165*
Figura 115: *Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.* *166*

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMNISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI."

AUTOR: Gabriel Alejandro Montalvo Quinteros.

TUTOR: Ing. Mg. Jorge Cevallos.

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo de investigación se determinó el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio administrativo de la facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, mediante dos metodologías como son la Cualitativa y Cuantitativa.

Para la primera metodología se utilizaron formatos planteados tanto por normas locales como internacionales, cuyos resultados fueron opuestos ya que mediante el formato FEMA 154 se calificó a la estructura como de alta vulnerabilidad, y mediante los formatos planteados por la NEC 2015 y de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos la estructura no presentó vulnerabilidad sísmica alguna, para este análisis se tomó en cuenta principalmente las irregularidades en planta y elevación, el tipo de suelo, el año en el que fue construido y los materiales.

Para la segunda metodología se determinó el punto de desempeño de la estructura mediante un análisis no lineal, de la misma manera, se calculó los cuatro umbrales de daño (LEVE, MODERADO, EXTENSO, COMPLETO) sugeridos por RISK EU y HAZUS, los cuales sirvieron de base para realizar un análisis de fragilidad a la estructura presentando así un alto grado de probabilidad de que la estructura entre en daño extenso y completo, lo que significa que presenta una alta vulnerabilidad sísmica.

ABSTRACT

In the present research work, the degree of seismic vulnerability of the administrative building of the faculty of Administrative Sciences of the Technical University of Ambato, Campus Huachi, was determined by means of two methodologies such as Qualitative and Quantitative.

For the first methodology formats raised were used by both local and international standards, the results of which were opposed because by FEMA 154 format is described the structure as highly vulnerable, and using the formats set by the NEC 2015 and the National Secretary Risk Management structure did not present any seismic vulnerability, for this analysis took into account primarily irregularities in plan and elevation, soil type, the year it was built and materials.

For the second approach the point of performance of the structure was determined by a nonlinear analysis, in the same way, the four damage thresholds (MILD, MODERATE, EXTENSIVE, COMPLETE) suggested by RISK EU and HAZUS was calculated, which they served of base to carry out an analysis of fragility to the structure thus presenting a high degree of probability that the structure will enter into extensive and complete damage, which means that it presents a high seismic vulnerability.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL.

ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMNISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI.

1.1. ANTECEDENTES.

Los estudios de vulnerabilidad de estructuras han tomado importancia en América debido que este continente se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica, siendo los más afectados El caribe y Sur América, este último ostenta el récord mundial del terremoto más intenso jamás registrado en el mundo. Eh ahí la razón por la cual instituciones como La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos conocido por sus siglas en inglés FEMA plantea un manual para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de un edificio mediante un cheque visual rápido, [1], así mismo, El Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Universidad Católica de Chile ha publicado un modelo que permite mejorar los cálculos de riesgo frente a futuros sismos y a gestionar las capacidades técnicas de construcción de las viviendas, [2]. En Ecuador la institución encarga de analizar estos temas es la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, esta ha planteado un formato para determinar la vulnerabilidad de un edificio ante distintos tipos de amenazas, con el fin de recolectar información rápidamente para el desarrollo de los planes de ordenamiento territorial,[3].

En Ecuador el sismo ocurrido el 16 de abril del 2016 ha dejado en evidencia grandes deficiencias en las estructuras del país y en sus procesos constructivos, a pesar que la norma ecuatoriana de la construcción NEC – 2015 da parámetros para un diseño óptimo de estructuras sismorresistentes, [4], parte de las edificaciones que colapsaron en dicho

evento fueron diseñas y construidas con códigos anteriores. Según un estudio realizado a una estructura educativa por La Universidad Técnica de Machala aplicando la metodología FEMA 154 ha determinado que esta se encuentra en un alto grado de vulnerabilidad, presentando grietas en elementos estructurales y no estructurales, acumulación de humedad y demás factores que afectan potencialmente a los elementos principales del edificio, [5], de igual manera, La Universidad Central del Ecuador ha realizado un análisis de vulnerabilidad a una de sus facultades con más de 30 años de funcionamiento, para ello realizaron una inspección visual basado en FEMA 154 y NEC-SE-RE, sumado con un análisis estático no lineal y dinámico, de los cuales se evidencio que la estructura tiene un alto grado de vulnerabilidad, por no cumplir con las derivas máximas permisibles dadas por la norma vigente. [6]. A todos estos estudios se suman los publicados por El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda que ofrecen a los diseñadores una guía para el análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras, donde recomienda realizar un análisis estático no lineal (Pushover) para determinar la capacidad de la estructura de desplazarse según se vayan incrementando las cargas laterales. [7].

1.2. JUSTIFICACIÓN

Muchas de las edificaciones emblemáticas de la ciudad de Ambato han sido diseñadas y construidas hace mucho tiempo, de las cuales la mayoría posiblemente no cumplan con los requisitos exigidos por la actual norma de la construcción NEC – 2015, razón por la cual es indispensable los estudios de vulnerabilidad símica de la estructura, con el fin de conocer si la estructura es o no apta para resistir un sismo según su funcionalidad. [6].

Para realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica se puede usar dos métodos, el primero que sería un chequeo visual rápido cualitativo como lo plantea La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de Norte América conocido por sus siglas en inglés como FEMA 154, este consiste en realizar una verificación del exterior de la estructura usando matrices planteadas por este manual; cuando se pueda también se lo puede realizar en el interior, aunque esto es muy difícil según lo dice el mismo documento, ya que muchas veces no se tiene el permiso para acceder. Este análisis dura

aproximadamente 75 minutos, y los resultados se presentan en puntajes con los cuales se puede concluir si la estructura es o no vulnerable, [1].

El segundo método es realizar una comprobación cuantitativa de la estructura, para esto se hace un análisis estático no lineal (Pushover), el cual se realiza mediante un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de rigidez de cada elemento, es decir, se incrementa la carga latera hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable. De esto se obtiene la curva de capacidad de la estructura, con la que a su vez se puede determinar el punto de desempeño de la estructura, [7].

Hay que tener en cuenta que Ambato se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica, y a pesar de que la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su publicación sobre Peligro Sísmico plantea un espectro de respuesta en función del tipo de suelo, zona sísmica, penalización en planta, elevación y otros factores para un óptimo diseño sismorresistente, [4], según estudios de microzonificación hechos por la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica han dado como resultados que existen diferencias notables en el impacto hacia las estructuras de baja altura comparando análisis que han usado como demanda estos dos espectros. [8].

Es por esta razón que se ha optado por realizar un análisis del grado vulnerabilidad sísmica de una Estructura de la Universidad Técnica de Ambato de las dos formas antes planteadas, es decir de manera cualitativa y cuantitativa, en la primera partiendo de los de una inspección visual, y en el segundo mediante un análisis estático no lineal, usando el espectro de respuesta planteado por la Norma y el espectro determinista dado por los estudios de la Universidad Técnica de Ambato, con el fin de obtener su grado de vulnerabilidad que vendría a ser el primer paso en los estudios de esta estructura para un posible reforzamiento en el futuro.

1.3. OBJETIVOS.

1.3.1. Objetivo General.

- Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.

1.3.2. Objetivos Específicos.

- Analizar el grado de vulnerabilidad sísmica mediante un análisis cualitativo para identificar el estado actual de la estructura.
- Obtener el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante un análisis estático no lineal (Pushover) de la estructura para determinar su curva de capacidad y su punto de desempeño.
- Revisar la normativa nacional e internacional sobre los estudios de vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

2.1.1. Vulnerabilidad de Edificios.

Se define vulnerabilidad como una propiedad relativa de los sistemas, lo que significa que el grado de vulnerabilidad depende del nivel de amenaza a la que se expone el sistema.

El concepto de vulnerabilidad puede utilizarse para describir aspectos estructurales y no estructurales, funcionales, operativos o sociales de una edificación, por esta razón es importante aclarar el tipo de daño que se desea considerar en la evaluación de vulnerabilidad.

La vulnerabilidad estructural se da cuando los edificios han sido construidos mediante procesos y materiales que no son suficientes para resistir las solicitaciones externas como fenómenos sísmicos a las que va a estar expuesta los mismos porque están fuera del alcance de predicción por parte del proyectista, [9].

2.1.2. Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.

La vulnerabilidad sísmica de edificios se puede evaluar a partir de análisis cuantitativo del daño sísmico de estructuras, de la inspección visual de edificios existentes o de pruebas de laboratorio. Según Cornsanego y Petrini se puede realizar esta evaluación con técnicas directas e indirectas, convencionales e hibridas, [10].

Las Técnicas Directas permiten predecir directamente el daño causado por el sismo a partir de dos métodos Tipológicos y Mecánicos, el primero clasifica a la estructura según su material, técnicas de construcción, características de la construcción y otros aspectos que influyen en la respuesta sísmica de una estructura, siendo sus resultados validos únicamente para la área evaluada o para otras de tipología de construcción similar; la segunda predice el efecto sísmico en la estructura en base a modelos mecánicos como su

nombre lo indica, estos pueden ser simples o análisis más detallados. Las técnicas indirectas determinan primeramente un índice de vulnerabilidad para luego relacionar con la intensidad sísmica, mediante estudios post terremoto y estudios estadísticos, estas son muy útiles para evaluaciones a gran escala, es decir de gran cantidad de estructuras. Las técnicas convencionales son esencialmente heurísticas e introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño, se usan para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones de una misma tipología ubicadas en una determinada zona, y por ultimo las Técnicas Hibridas que combinan las metodologías antes mencionadas añadiendo el juicio de expertos. [10].

Considerando estas técnicas descritas anteriormente se clasifica en dos métodos generales como son Cualitativos y Cuantitativos, el uso de estas dos técnicas depende principalmente del nivel de evaluación que se desea alcanzar, a continuación, se detalla estas dos metodologías.

2.1.3. Métodos Cualitativos.

Este método radica especialmente en la inspección rápida y visual de las estructuras, con el fin de tener una idea general del grado de vulnerabilidad que tienen un grupo de construcciones en una determinada área, para esto existe varios formatos entre ellos se tiene los siguientes, [11].

2.1.3.1. Inspección y Evaluación Visual Rápida de Estructuras FEMA 154 y NEC 2015.

Rapid Visual Screening (RVS) es un método que plantea una inspección visual rápida de edificios que pueden tener algún grado de amenaza sísmica, el propósito principal de este sistema es identificar a las estructuras que pueden llegar a tener un grave daño durante un fenómeno sísmico, una vez detectados cuales son las estructuras potencialmente peligrosas se realiza un estudio más detallado de las mismas con profesionales expertos en el tema. [1],

El método maneja un formulario que contempla una descripción de la edificación que incluye: localización, número de pisos, año de construcción, área de construcción, nombre

del edificio, uso, foto de la edificación, un espacio para esquematizar irregularidades tanto en planta como en elevación. También posee unos recuadros donde se señalará el uso, la cantidad de persona que la ocuparán, los tipos de suelo, los tipos de elementos no estructurales. A continuación, se muestra en la Tabla 1 y 2 los formularios para la evaluación mediante la norma FEMA 154, [1].

Tabla 1: Formulario de Evaluación Nivel 1 FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. **Nivel 1**
FEMA P -154, Formulario de recolección de datos **ALTA SISMICIDAD**

FOTOGRAFIA

CROQUIS

Dirección: _____ **Código Postal:** _____
Otros identificadores: _____
Uso: _____
latitud: _____ **Longitud:** _____
Ss: _____ **S1:** _____
Evaluadores: **Fecha/Hora:**
N° pisos: Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ **Año de construcción:** _____ □ EST
Área total en planta: (m2) **Año codigo:**
Ampliaciones: □ Ninguna □ Si, año de construcción
Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. □ Histórica □ Refugio
Industrial Oficinas Educación □ Gubernamenta
Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades:
Tipo de suelo: □ A (roca dura) □ B (roca prom.) □ C (Suelo denso)
□D (suelo rígido) □ E (suelo suave) □ F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)
Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK
Ruptura de superficie: Si/No/DNK
Adyacencia: □ Golpeteo □ Objetos peligrosos al caer de edif. más altos
Irregularidades: □ En elevación (tipo/severidad) _____
□ En planta (tipo) _____
Peligros exteriores: □ Chimeneas no ancladas □ Revestimientos pesados
□ Antepechos, barandas □ Anexos □ Otros_____
COMENTARIOS
□ Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1

TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DNK	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1	-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smín

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN
Exterior: □ Parcial □ Todos los lados □ A
Interior: □ Ninguno □ Visible □ Ingres
Planos revisados: □ Si □ N
Fuente del tipo de suelo:_____
Fuente de los Peligros Geológicos_____
ersona contacto:_____

EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?
□ Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2_____
Peligros no estructurales? □ Si □

OTROS PELIGROS
Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?
□ Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)
□ Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes
□ Peligros geológicos o suelo Tipo F
□ Daño/deterioro significativo en el sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA
Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?
□ Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación
□ Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable
□ Si, otros peligros presentes
□ No
Se recomienda una Evaluación No Estructural?
□ Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados
□ No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una ev aluación detallada
□ No, no se han identificado peligros no estructurales □ DNK

Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

Tabla 2: Formulario de Evaluación Nivel 2 FEMA 154

Exploración rapida visual de los edificios de posibles riesgos sismicos. **Nivel 2 (Opcional)**
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos. **ALTA SISIMICIDAD**
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.

Nombre edificio:		**Puntaje Final Nivel 1:**	SL1= (no se considera SMIN)
Inspector:		**Modificadores de irregularidad Nivel 1:**	Vertical Irregularity, VL1 = Irregularidad en planta, PL1 =
Fecha/Hora:		**PUNTAJE BASE AJUSTADO:**	S'=(SL1-VL1-PL1)=

MODI FI CADORES ESTRUCTURALES PARA S ER CONSI DERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE

Tema		Aspecto (Si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador	Si	Subtotales
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra enre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferio causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5	
	Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1	VL2 =
		Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5	(Tope en -1.2
rregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)		-0.7	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí		-0.4	
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.		-0.4	
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.		-0.2	
	Discontiunuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta		-0.4	PL2 =
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.		-0.7	Tope en -1.1
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.		0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.	-1	
		Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra.	-1	
		La edificación está al final del bloque o manzana.	-0.5	
		El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.		
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.		-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.		-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación)		0.3	
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)		0.3	
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.		-0.4	
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda		1.2	
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhasutivo es visible o se conoce por los planos dados.		1.4	M =
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ Smín:			Transferir a formulario 1	

Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: □ Si □ No
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación

PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES

Ubicación	Aspecto (Chequear "Si o "No"	si	no	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existen revestimientos pesados			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes			
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			

Desempeño S ísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)
□ Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes →Evaluación No Estructural Detallada recomendada
□ Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida
□ Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida

Comentarios

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

La guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras descrita por La Norma Ecuatoriana de la Construcción plantea una matriz para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio basado en el FEMA 154, este se muestra en la Tabla 3, [7].

Tabla 3: Formulario de evaluación NEC 2015

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION DE EDIFICACION	DATOS DE EDIFICACION:													
	Direccion:													
	Nombre de la edificacion:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:				Fecha de evaluacion:									
	Año de construccion:				Año de remodelación:									
	Area contsruida en m2:				Numero pisos:									
	DATOS DEL PROFESIONAL													
	Nombre del evaluador: Ing. Bolivar Chicaiza													
	C.I. 1801602879													
	Registro senescyt: 7535													
	Fotografia													
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Portico Hormigon Armado			C1	Portico acero laminado								S1
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con			C2	Portico acero laminado con diagonales								S2
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con			C3	Portico acero doblado en frio								S3
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	mamposteria confinada sin				Portico acero laminado con muros								S4
		H. Armado prefabricado			PC	Portico acero con paredes mamposteria								S5
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
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	
Gran altura (mayor 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	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-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	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcodigo moderno (constrido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo 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	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requierte evaluacion especial													
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S>2,5	Baja vulnerabilidad													
														Firma responsable Evaluacion
OBSERVACIONES.-														

Fuente: Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. NEC.

Entre los diferentes campos constan: la dirección, nombre de la edificación, sitio de referencia, tipo de uso, fecha de evaluación, año de construcción, año de remodelación, área de construcción, número de pisos. Luego se tiene los datos del profesional que está a cargo del análisis. En la parte izquierda del formulario se realiza un esquema en planta y si es posible de la elevación del edificio, esto con el fin de determinar posibles irregularidades en planta y elevación, junto a esto al lado derecho se adjunta la fotografía de la estructura de su fachada frontal, [7].

Tanto FEMA 154 como la guía de rehabilitación plantean una categorización para las diferentes tipologías del sistema estructura, ambas normas plantean diferentes tipos de sistemas los cuales se pueden observar a continuación en la Tabla 4 para FEMA 154 y Tabla 5 para la NEC.

Tabla 4: Tipología del Sistema Estructural FEMA 154.

W1	Estructura liviana de madera de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
W1A	Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrado por planta.
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5.000 pies cuadrado
S1	Edificio con estructura de acero resistente a momento
S2	Edificio con estructura de acero arriostrado
S3	Construcciones metálicas ligeras
S4	Edificios con marcos de acero con muros de corte preparados in situ
S5	Edificios con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Edificios de hormigón resistentes a momentos
C2	Edificio de hormigón con muros estructurales
C3	Edificio con estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada
PC1	Edificio de hormigón prefabricado
PC2	Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado.
RM1	Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo
RM2	Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo
URM	Edificios de pared de apoyo de mampostería no reforzada.

MH	Las viviendas prefabricadas.

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

Tabla 5: Tipología del Sistema Estructural NEC 2015

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico Acero Laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico Acero Doblado en frío	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. NEC

En la Tabla 4 y 5 se muestra la clasificación de los sistemas estructurales en base a FEMA 154 y NEC 2015, ambas normas coinciden en parte en la clasificación, teniendo a las estructuras de:

(W) Estructuras cuyo sistema principal está constituido por piezas de madera.

(URM) Estructuras de mampostería no reforzada que vienen a ser estructuras únicamente construida con bloque o ladrillo, estas tienen un rendimiento muy pobre en el rango inelástico.

(RM) Estructuras de Mampostería reforzada, las cuales se logran ubicando trabas entre el cocido de la mampostería, esto le da al elemento la capacidad lateral para resistir eventos sísmicos.

(C) Estructuras de Hormigón Armado, en esta clasificación se incluye a todo los tipos de estructuras en las que su sistema principal resistente a cargas laterales esta conformado por elementos de este material.

(S) Estructuras de Acero, aquí intervienen todas las estructuras donde su sistema principal está conformado por este material, independientemente de cuál sea el tipo de acero que se haya usado.

(PC) Concreto Prefabricado, es decir de elementos que se han fabricado en condiciones óptimas y luego ubicadas en la estructura.

(MX) está clasificación es propia de la NEC, y se refiere a estructuras mixtas que están compuestas por elementos estructurales de hormigón y Acero.

Esta clasificación es necesaria para detectar los factores modificadores que puntuar a la estructura, estos están en base a la tipología del sistema estructural, altura de la edificación, irregularidades en planta y elevación, código de construcción (respecto a la norma con la que fue diseñada la estructura) y por último el tipo de suelo, en la Tabla 6 y 7 se muestra esta matriz tanto para la norma FEMA 154 y la NEC respectivamente, [1].

Tabla 6: Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje final S FEMA 154

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DNK	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1	-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smín																	

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency.

Tabla 7: Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S NEC 2015

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
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
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
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
Gran altura (mayor 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
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-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
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre-código (construido antes de1977) 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
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
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
TIPO DE SUELO													
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
Tipo de suelo D	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
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

Fuente: Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. NEC

Estos puntajes básicos y modificadores fueron determinados en base a la probabilidad de colapso que tiene la estructura y luego convirtiendo éstos en puntajes S, para esto se usó la metodología modificada de HAZUS para estimar dicha probabilidad mediante un análisis de fragilidad, de la misma manera lo ha hecho la Norma NEC ya que su formato para una inspección visual rápida se basa en la norma americana, [12].

La vulnerabilidad se determina en base al puntaje estructural final obtenido de la evaluación, sumando o restando los puntajes antes mostrados según sea el caso para el tipo de sistema estructural escogido, Si S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si está entre 2 y 2.5 se considera como de vulnerabilidad media y si es menor a 2 entonces la estructura se cataloga como de alta vulnerabilidad, y debe ser analizada de manera más detallada, [7].

Como se pudo ver según la norma FEMA 154 se tiene 2 niveles de análisis, el segundo se aplica en caso de que se quiera realizar un análisis más exhaustivo de la estructura, en este nivel lo que se busca es describir la razón de los modificadores tomados en el nivel 1 de la investigación, mientras que el formulario planteado por la NEC únicamente maneja un solo nivel similar al segunda versión de FEMA 154, [13].

2.1.3.2. Inspección Visual de Estructuras Según La Secretaria nacional de gestión de Riesgos (SNGR).

Esta metodología busca determinar la vulnerabilidad de una estructura ante diferentes tipos de amenazas entre las cuales tenemos: Símica, Inundación, Deslizamiento y por último amenaza volcánica. Cabe recalcar que el objetivo de esta metodología es determinar una vulnerabilidad ante las amenazas antes indicadas desde un punto de vista totalmente general con fin de tener información necesaria para el desarrollo de un plan de ordenamiento territorial. En este estudio se busca determinar la vulnerabilidad de una estructura ante una amenaza sísmica, por tal razón no se toma en cuenta las demás amenazas, en la tabla 8 se muestra la matriz con las respectivas calificaciones para los distintos materiales de los elementos estructurales, [3].

Tabla 8: Valoración de la Vulnerabilidad del Edificio de acuerdo con la Metodología SNGR.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INFORMACIÓN DEL CATASTRO	Amenaza Sísmica
Sistema Estructural	Hormigón armado	0
	Estructura metálica	1
	Estructura de madera	1
	Estructura de caña	10
	Estructura de pared portante	5
	Mixta madera/hormigón	5
	Mixta metálica/hormigón	1
Tipo de material en paredes	Pared de ladrillo	1
	Pared de bloque	1
	Pared de piedra	10
	Pared de adobe	10
	Pared de tapial/bahareque/madera	5
	Cubierta metálica	5

Tipo de cubierta	Losa de hormigón armado	0
	Vigas de madera y zinc	5
	Caña y zinc	10
	Vigas de madera y teja	5
Sistema de entrepisos	Losa de hormigón armado	0
	Vigas y entramado madera	5
	Entramado de madera/caña	10
	Entramado metálico	1
	Entramado hormigón/metálico	1
Número de pisos	1 piso	0
	2 pisos	1
	3 pisos	5
	4 pisos	10
	5 pisos o más	1
Año de construcción	antes de 1970	10
	entre 1971 y 1980	5
	entre 1981 y 1990	1
	entre 1991 y 2016	0
Estado de conservación	Bueno	0
	Aceptable	1
	Regular	5
	Malo	10
Características del suelo bajo la edificación	firme, seco	0
	Inundable	1
	Ciénaga	5
	Húmedo, blando, relleno	10
Topografía del sitio	A nivel, terreno plano	0
	Bajo nivel calzada	5
	Sobre nivel calzada	0
	Escarpe positivo o negativo	10
Forma de la construcción	Regular	0
	Irregular	5
	Irregularidad severa	10

Fuente: Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal, SNGR.

Este método califica de vulnerable a una estructura si tiene puntajes altos como se puede ver en la tabla 8, para hormigón armado se tiene el puntaje de 0, ya que esta guía sugiere que las estructuras de este tipo son más resistentes ante eventos sísmicos que las

estructuras de madera o de adobe, además también califica otros parámetros como lo son la altura de la edificación, el año de construcción tipo y forma del suelo, y por ultimo las formas de la construcción. Una vez calificada cada una de las variables de vulnerabilidad, se realiza una ponderación de las variables con relación a la amenaza que se está evaluando en este caso será para la amenaza sísmica, [3].

Tabla 9: Ponderación de Vulnerabilidad Sísmica.

Variable	Valores posibles del indicador	Ponderación	Valor máximo
Sistema estructural	0, 1, 5, 10	1.2	12
Material de paredes	0, 1, 5, 10	1.2	12
Tipo de cubierta	0, 1, 5, 10	1	10
Tipo de entrepiso	0, 1, 5, 10	1	10
Número de pisos	0, 1, 5, 10	0.8	8
Año de construcción	0, 1, 5, 10	1	10
Estado de conservación	0, 1, 5, 10	1	10
Característica suelo bajo edificado	0, 1, 5, 10	0.8	8
Topografía del sitio	0, 1, 5, 10	0.8	8
Forma de la construcción	0, 1, 5, 10	1.2	12
		Valor mínimo = 0	100

Fuente: Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal, SNGR.

Con estos valores de ponderación se procede a realizar una suma algebraica de los valores obtenidos de la inspección, el mismo que dará el resultado si la estructura es o no vulnerable para esto esta institución plantea los siguientes rangos con los que se estable el tipo de vulnerabilidad del edificio, [3].

Tabla 10: Nivel de Vulnerabilidad SNGR

Nivel de vulnerabilidad	Puntaje
Bajo	0 a 33 puntos
Medio	34 a 66 puntos
Alto	Más de 66 puntos

Fuente: Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal, SNGR.

Existen además muchos métodos cualitativos entre ellos está el método del índice de Vulnerabilidad que identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios causados por un terremoto, [10]. El método califica diversos aspectos de los

edificios tratando de distinguir las diferencias existentes en un mismo tipo de construcción o tipología. Esta metodología considera aspectos como el tipo de suelo sobre el cual están los cimientos y la inclinación que estas presentas, así como la configuración en planta y elevación, el sistema de organización resistente para ver el grado de organización de los elementos, la tipología estructural, resistencia de la edificación ante cargas sísmicas, el sistema de losa y como está unido al sistema resistente, así como también la ubicación de elementos no estructurales, [11], pero debido a que estos métodos no forman parte de estudio no se ha profundizado más en ellos.

2.1.4. Métodos Cuantitativos.

Estos métodos como se ha indicada anteriormente parten de modelos de la estructura donde se busca identificar el comportamiento de ésta ante una determinada demanda sísmica. La NEC-SE-RE recomienda realizar un análisis estático no lineal para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica, con el objetivo de determinar la curva de capacidad de la estructura y a su vez también el punto de desempeño. [7].

2.1.4.1. Análisis Estático no Lineal (PUSHOVER).

Este análisis está basado en los resultados obtenidos de investigaciones donde se sometió a cargas laterales a elementos estructurales con el fin de observar la formación secuencial de rótulas plásticas, este método permite determinar la curva capacidad de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica del sitio de ubicación del edificio, así como también de las características globales del edificio, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus elementos, [14].

Para realizar este análisis es necesario contar con cierta información específica de la estructura entre las cual son:

- Características de los materiales
- Dimensiones de la geometría de los elementos estructurales, así como también el detalle del refuerzo longitudinal y transversal.
- Las acciones gravitacionales (Carga Viva y Carga Muerta)

- Identificar posible ubicación donde podrían formarse las rotulas plásticas en los miembros estructurales.

El Análisis Estático No Lineal consiste en que al actuar primero las cargas gravitacionales en la estructura se produzcan las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, luego se repite el proceso hasta que la estructura falla totalmente, [14].

La denominación "Pushover" se traduce como "Hacer Caer", lo cual se entiende como el proceso que lleva a la estructura al colapso y determina las condiciones en las que eventualmente podría ocurrir, [14].

Para este proceso se clasifican los elementos estructurales del edificio en principales y secundarios, esto quiere decir, que los principales son los que formen parte del sistema resistente a cargas sísmicas, mientras que los secundarios son los elementos no estructurales ya que su aporte de rigidez y amortiguación no son confiables para resistir movimientos del suelo de gran magnitud, [14].

Según FEMA 356 es recomendable ubicar un nodo de control para determinar los desplazamientos globales de la estructura al momento de realizar el análisis, este estará ubicado en el centro de masas del último piso, teniendo en cuenta que no se debe colocar en la tapa gradas por la poca rigidez que aportan, [15].

La distribución de las cargas laterales que representan al sismo se realiza en base al modo de vibración fundamental de la estructura, esto siempre y cuando exista una participación modal de la masa superior al 75% en el primero modo, caso contrario no se recomienda el uso de NSP, [15].

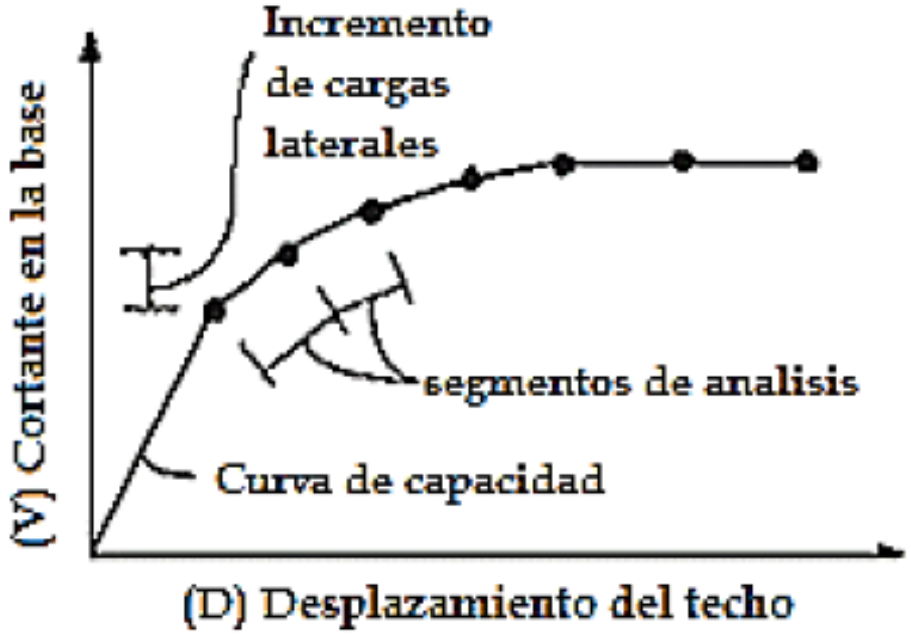
2.1.4.2. Capacidad.

2.1.4.2.1. Curva Capacidad

Esta curva relaciona las fuerzas que se generan a nivel de la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura, [16].

La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente valido para estructuras con periodos de vibración propios menores a 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos, en la Figura 1 se puede ver el esquema de una curva capacidad donde en el eje de las abscisas se encuentra el desplazamiento y en las ordenadas el cortante que vendría a ser las cargas laterales aplicadas a la estructura, [16].

Figura 1: Curva capacidad.



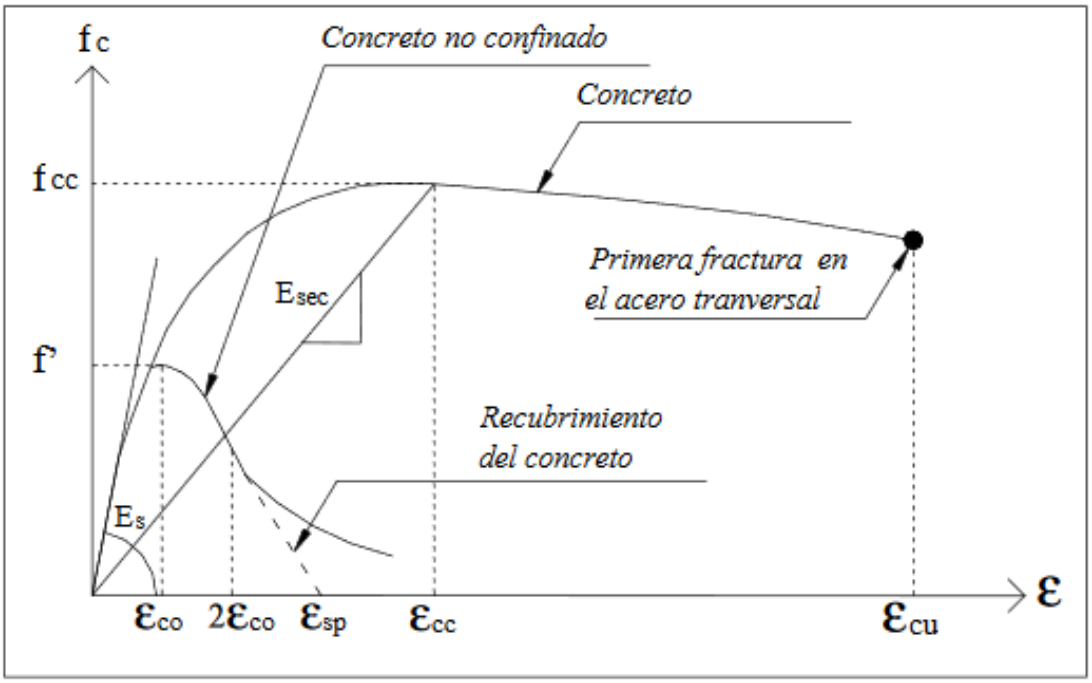
Fuente: ATC 40

2.1.4.2.2. Modelo de Comportamiento del Hormigón.

los modelos habituales que se usan para diseños en el rango lineal no reflejan el aumento de ductilidad del hormigón causada por el confinamiento. Un aumento de refuerzo transversal significa un incremento de la ductilidad, esto quiere decir que en regiones de los elementos estructurales resistentes a sismo donde se esperan la formación de las rótulas plásticas hay que proveer de suficiente refuerzo transversal. Para esto el modelo

de Mander considera el aporte a la ductilidad y resistencia del acero, razón por la cual es un modelo útil para un análisis no lineal, en la figura 2 se puede observar 2 curvas donde claramente se nota que el hormigón confinado tiene un incremento a la resistencia a compresión, así como también en su capacidad de deformación, comparado con el hormigón sin confinamiento, [17].

Figura 2: Modelo de Mander.

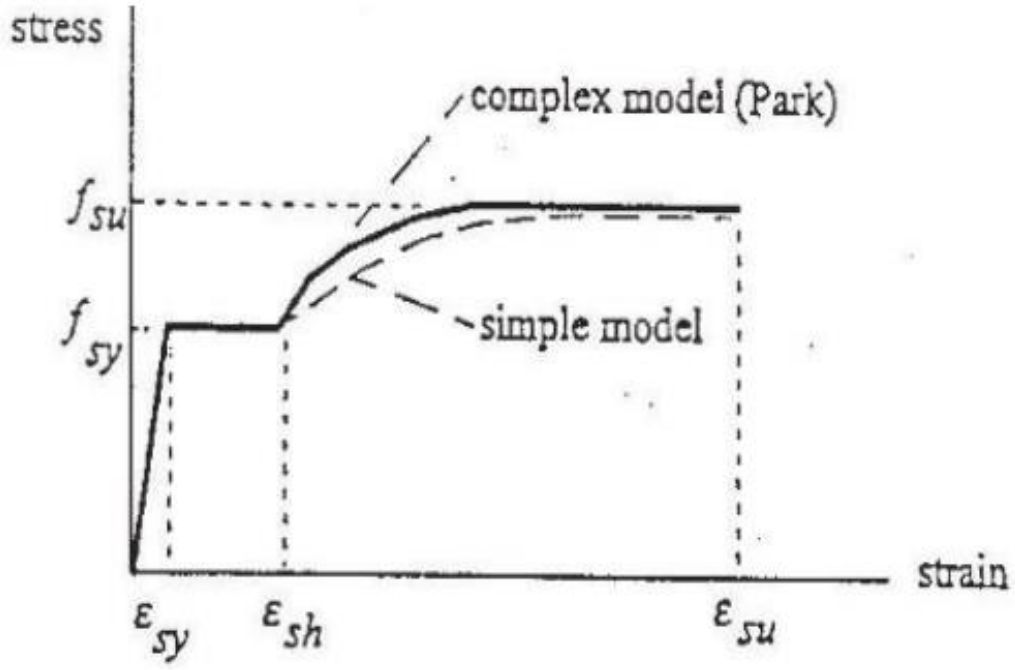


Fuente: B. Mander, M. Priestley y R. Park, Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete.

2.1.4.2.3. Modelo de Comportamiento del Acero.

El modelo de Park es un comportamiento el cual parte de una aproximación de la curva esfuerzo – deformación a tensión del acero, está compuesto por 3 zonas, zona elástica lineal, zona de fluencia y por último la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir carga, [18], así como se muestra en la figura 6.

Figura 3: Modelo de Park.

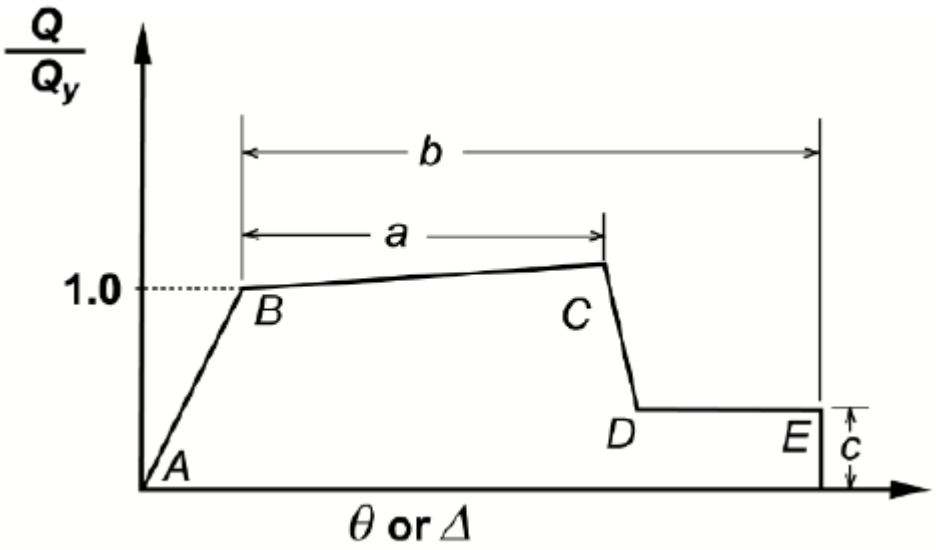


Fuente: P. Lindao y K. Morán, Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento - Curvatura

2.1.4.2.5. Elementos Dúctiles de Hormigón Armado.

Parte esencial de un análisis estático no lineal es el conocimiento del comportamiento de los componentes y elementos de la estructura para su correcto modelamiento, para esto es necesario el uso de relaciones que definan el comportamiento de estos bajo deformaciones que incrementen a medida que aumente la carga de aplicación. En la Figura 4 se muestra dicha relación entre fuerza – deformación planteada por FEMA 356 para elementos de concreto, [15].

Figura 4: Relaciones Generalizadas Fuerza - Deformación para Elementos de Concreto.



Fuente: ATC 40

Como se puede ver en la Figura 4 las deformaciones pueden ser expresadas como curvatura, rotación o elongación, los parámetros a y b se refieren a la deformación que ocurre después de la fluencia, es decir estas representan las deformaciones inelásticas. El parámetro c es la resistencia reducida después del descenso entre los puntos C y D, todos estos valores se definen numéricamente en función del tipo de elemento estructural, tipo de falla, confinamiento, características geométricas y estructurales, [15].

Cuando la figura 4 está asociada a tensión o flexión la resistencia Q/Qy = 1 representa el valor de fluencia después del cual el elemento presenta un endurecimiento a medida que se deforma. Cuando Q/Qy = 1 esta a asociada a compresión, este representa el valor en el cual el concreto empieza a agrietarse seguido de un endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal y el hormigón que está confinado. Y por último cuando la Figura 4 está relacionada con la resistencia a cortante el valor Q/Qy = 1 es la resistencia a cortante de diseño, [15].

El ASCE 41-13 establece valores para modelar estos puntos del diagrama, así como los criterios de aceptación para los niveles de desempeño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, el tipo de falla y solicitaciones en las que trabaja el mismo, [19]. A

continuación, en la figura 5 y 6 se muestra estos valores tanto para vigas y columnas respectivamente.

Figura 5: Criterios de Aceptación para Vigas de Concreto Reforzado.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$ [d]						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]*V* is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes.

Figura 6: Criterios de Aceptación para Columnas Concreto Reforzado.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$[d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes.

2.1.4.3. Desempeño.

El desempeño describe una condición límite de daño que puede ser considerada satisfactoria para un edificio y para un movimiento de suelo dado. La condición limite

esta descrita por los daños físicos en el edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio y el funcionamiento de este posterior al terremoto.

La propuesta del ATC como de FEMA – 356 clasifica los niveles de desempeño tanto de elementos estructurales como no estructurales, de tal forma que la combinación proporciona el nivel de desempeño de la edificación, [15] [16].

2.1.4.3.1. Niveles de Desempeño no Estructural.

- **NP-A. Operacional**: Se espera que después de ocurrido el sismo los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúen en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **NP-B Ocupación inmediata:** los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **NP-C. Seguridad:** Después de ocurrido el sismo pueden ocurrir daños considerables en los componentes y sistemas no estructurales, pero no debe incluir el colapso o caída de objetos demasiado pesados como para causar lesiones graves, tanto dentro como fuera del edificio. Los peligros secundarios tampoco deberán estar presentes, además, es posible que equipos y maquinaria no funcionen sin su respectiva intervención o reparación.
- **NP-D. Amenaza reducida:** En este estado de daños tras ocurrir el sismo podría incurrir en grandes daños a los componentes no estructurales, pero no incluyendo la caída de objetos grandes o pesados que podrían causar lesiones en un grupo de personas, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros.
- **NP-E. No considerado:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona una designación para el caso común donde los elementos no estructurales no han sido evaluados o inspeccionados a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural.

2.1.4.3.2. Niveles de desempeño Estructural.

- **SP-1. Inmediata ocupación:** el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.
- **SP-2. Daño Controlado:** corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad, la vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.
- **SP-3. Seguridad:** pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Existe amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso puede haber afectados. Presenta costos elevados en reparaciones.
- **SP-4. Seguridad Limitada:** corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro a la vida de los ocupantes.
- **SP-5. Estabilidad Estructural:** corresponde a un estado de daño en el cual el sistema está por presentar un colapso total o parcial, la estructura presenta daños sustanciales con significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando el sistema resistente a cargas verticales mantenga la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes. Se necesita reparaciones estructurales significativas.
- **SP-6. No Considerado:** no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los elementos no estructurales.

2.1.4.3.3. Niveles de Desempeño del Edificio.

La combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural dan como resultado los niveles de desempeño de un edificio, que describen las condiciones límite del daño que se esperan durante un movimiento sísmico. En la figura 7 se muestran las posibles combinaciones. Existen cuatro niveles fundamentales o más referenciados de una

edificación los cuales son: operacional (1-A), ocupación inmediata (1-B), seguridad de vida (3-C) y estabilidad estructural (5-E), [16].

Figura 7: Niveles de Desempeño de un Edificio.

Niveles de desempeño no estructurales	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP5
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Operacional	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable
NR: combinación No Recomendada						

Fuente: ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

- **1-A Operacional:** Es un nivel de desempeño relacionado con la funcionabilidad, ya que el daño a la estructura del edificio es limitado y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Las reparaciones necesarias son menores y se pueden llevar a cabo sin impedir la ocupación del edificio.
- **1-B Ocupación inmediata:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio puedan ser razonablemente utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **3-C Seguridad de vida:** Este nivel pretende alcanzar un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de las amenazas a la seguridad de vida, ya sea desde el daño estructural o de caída de elementos no estructurales.
- **5-E Estabilidad estructural:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de

cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Existe entre otras la clasificación de niveles de desempeño según FEMA, donde los clasifica en 4 estados que son:

- **Leve:** se observan pequeñas fisuras en los extremos de los elementos, verticales debidas a flexión y con una inclinación de 45° debidas a corte tanto en vigas como en columnas. A pesar de que el elemento ha pasado el punto de agrietamiento está lejos de alcanzar el punto de fluencia.
- **Moderado:** Se observa que la mayoría de las vigas y columnas presentan fisuras en sus extremos, algunos elementos ya han alcanzado la fluencia y este es el motivo de fisuras muy pronunciadas.
- **Extenso** se observa que el hormigón ha alcanzado su deformación máxima, además que la armadura de algunos elementos ha alcanzado grandes deformaciones o se han llegado a romper, en este punto la estructura está sumamente dañada.
- **Completo:** La estructura ha colapsado o está en peligro de colapso, si la misma después de un sismo sigue en pie debería ser demolida por el gran daño que presenta, [20].

2.1.4.4. Análisis Estático no Lineal.

Según la metodología del FEMA 440 el procedimiento de linealización equivalente se basa en el Método de Capacidad – Espectro (CSM) que se enuncia en el ATC 40, donde la linealización equivalente se usa como parte de un procedimiento estático no lineal para determinar la respuesta no lineal de un edificio con un oscilador, con la meta de estimar la respuesta máxima de desplazamiento no lineal con un sistema lineal equivalente, utilizando 2 parámetros que son el periodo efectivo “T eff” y el amortiguamiento efectivo “ B eff”, Los parámetros lineales efectivos son funciones de las características de la curva

de capacidad, el período inicial y la amortiguación correspondientes, y la demanda de ductilidad, μ. [21].

2.1.4.4.1. Procedimiento de Linealización Equivalente.

Esta técnica está en función de la ductilidad que es la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, y su solución se encuentra de manera iterativa, es necesario acotar que este procedimiento es aplicable únicamente para ductilidades menores que 10, [21].

2.1.4.4.2. Conversión de la Curva de Demanda

Primeramente, se selecciona un espectro con amortiguamiento inicial (generalmente del 5%) sin ningún tipo de reducción, este puede ser un espectro probabilista o determinista del lugar donde se encuentre emplazada la estructura por analizar, [21].

Este espectro se encuentra generalmente en base a la relación Aceleración – Periodo y debe ser transformado para cumplir la relación Aceleración – Desplazamiento o también conocido como espectro ADRS (Aceleration – Displacement Response Espectrum), para esto se transforma cada uno de los puntos de la curva de demanda estándar mediante la siguiente ecuación, [21].

$$S_{di} = \frac{Ti^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad \text{Ec 1}$$

Donde:

$S_{di} =$ Desplazamiento espectral en el punto i.

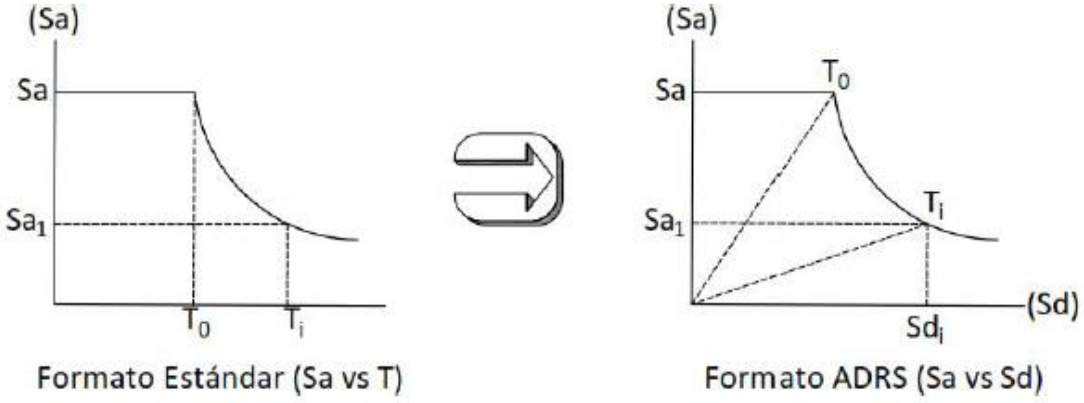
$Ti =$ Periodo en el punto i.

$S_{ai} =$ Aceleración espectral en el punto i.

$g =$ Aceleración de la gravedad.

En la figura 8 se muestra gráficamente el resultado de esta conversión del espectro estándar a uno en formato ADRS.

Figura 8: Transformación del Espectro Estándar al formato ADRS.



Fuente: ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

2.1.4.4.3. Conversión de la Curva de Capacidad.

Para utilizar el método de la linealización equivalente se necesita que ambos espectros se encuentren en el mismo formato, tanto el de demanda como el de capacidad, por tal motivo los puntos de la curva capacidad deben ser transformados para cumplir la relación Aceleración – Desplazamiento mediante las siguientes ecuaciones, [21].

$$S_{ai} = \frac{Vi/W}{\propto_1} \qquad \text{Ec 2}$$

$$S_{ai} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \emptyset_{roof}} \qquad \text{Ec 3}$$

Donde:

Vi = Cortante Basal den el punto i.

W = Carga reactiva de la estructura.

$\propto_1$ = Coeficiente de participación modal de la masa.

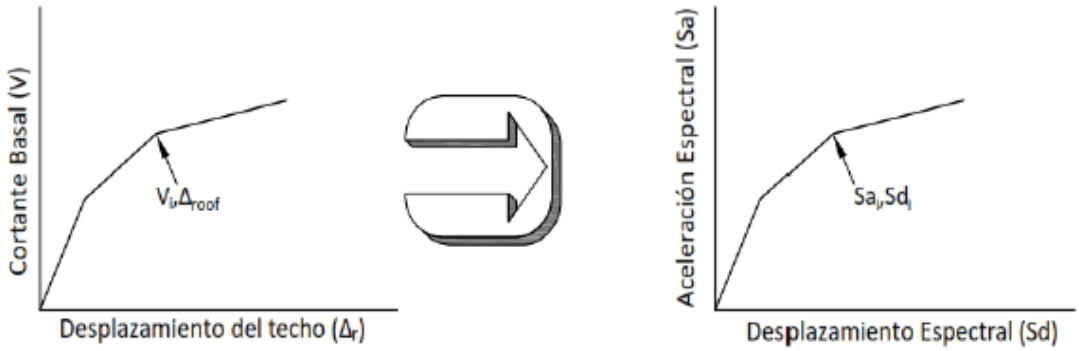
Δ_{roof} = Desplazamiento de la estructura.

PF = Factor de participación modal para el modo fundamental.

$\emptyset_{roof}$ = Amplitud a novel del techo en el primer modo.

En la figura 9 se muestra el resultado de esta transformación de manera gráfica.

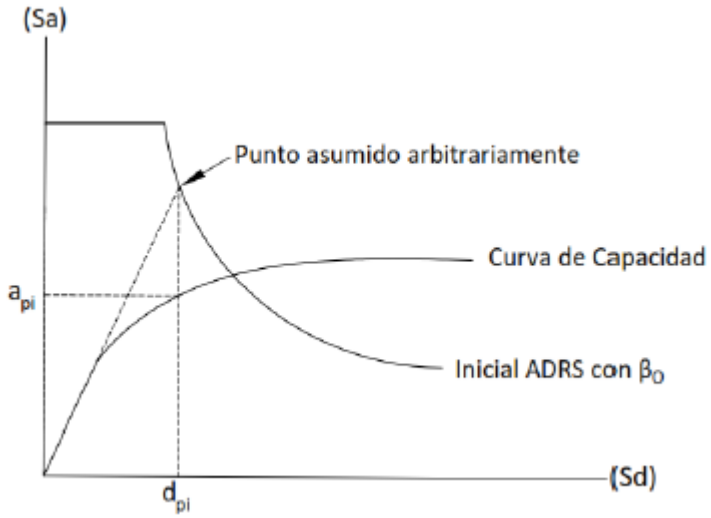
Figura 9: Transformación de la Curva de Capacidad.



Fuente: ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

Una vez realizado la transformación en el mismo formato de las curvas se procede al encuentro del punto de desempeño inicial (dpi,api) como se muestra en la figura 10.

Figura 10: Punto de Desempeño.



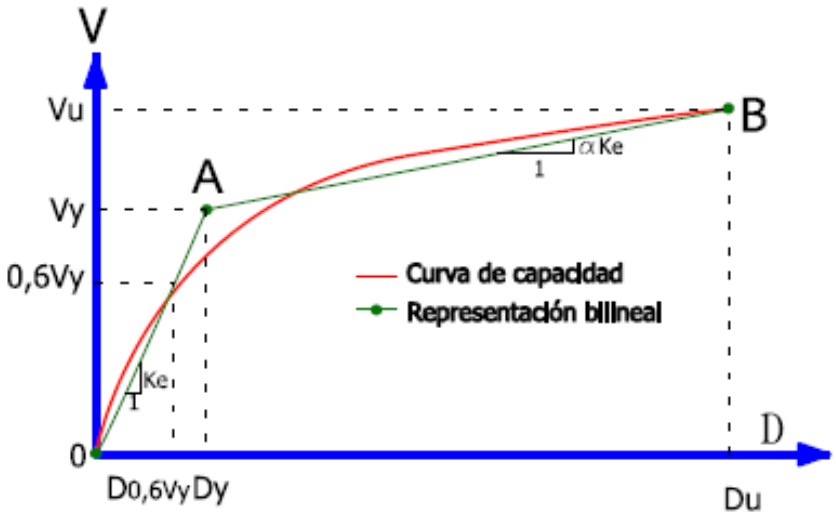
Fuente: ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

2.1.4.4.4. Representación Bilineal de la Curva Capacidad.

La representación bilineal del espectro de capacidad es necesario para estimar el amortiguamiento efectivo y la apropiada reducción del espectro de demanda, para esto se

traza una recta que nace en el origen y tiene una pendiente que se asemeja a la rigidez inicial de la estructura, luego se traza una segunda recta que parte del punto (Vu,Du) la misma que cruza a la primera recta, el punto de intersección de estas dos rectas representan a la aceleración y desplazamiento de fluencia (Vy,Dy), las áreas que quedan entre la representación bilineal y el espectro de capacidad son aproximadamente iguales, en la figura 11 se muestra este esquema, [16].

Figura 11: Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.



Fuente: ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

De esta representación bilineal podemos obtener la rigidez post-elastica ($\propto$) y la ductilidad (μ), datos de gran importancia para el cálculo del amortiguamiento y periodo efectivo, [1].

$$\propto = \frac{\frac{V_u - V_y}{d_u - d_y}}{\frac{V_y}{d_y}} \qquad \text{Ec 4}$$

$$\mu = \frac{Du}{D_y} \qquad \text{Ec 5}$$

Para encontrar la representación Bilineal del espectro capacidad en base al concepto de áreas equivalentes se sigue el siguiente proceso, [23].

1. Definición del desplazamiento último $\boldsymbol{D_u}$ y el correspondiente cortante en la Base $\boldsymbol{V_u}$ al que puede llegar la estructura antes de que inicie el mecanismo de colapso, estos valores definen el punto B de la Figura 11.
2. Cálculo del área bajo la curva de Capacidad $\boldsymbol{A_{curva}}$.
3. Estimación del cortante basal de fluencia $\boldsymbol{V_y^i}$. Este valor se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real $\mathbf{A_{curva}}$ y la curva bilineal $\mathbf{A_{bilineal}}$. El superíndice "i" indica el número del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial $\mathbf{K_e^i}$ de la curva bilineal, se obtiene uniendo con una línea recta el origen "O" y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal correspondiente a $\boldsymbol{0.6V_y^i}$, Para ello es necesario los siguiente:

    - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $\mathbf{D_{0.6}^i}$ correspondiente a un cortante basal igual al $\boldsymbol{0.6V_y^i}$.
    - La pendiente $\boldsymbol{K_e^i}$ corresponde a la rigidez efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \qquad \text{Ec 6}$$

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia $\boldsymbol{D_y^i}$ el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \qquad \text{Ec 7}$$

El punto A de la Figura 11 corresponde a un cortante basal $\boldsymbol{V_y^i}$ y un desplazamiento $\boldsymbol{D_y^i}$.

6. Definición de la curva bilineal, la cual queda definida de las rectas OA, AB como se indica en la Figura 11.
7. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $\boldsymbol{A_{bilineal}}$.

8. Se determina el error E en la representación bilineal.

$$E = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \qquad \text{Ec 8}$$

Si excede "E" el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, en el cual se recalcula el V_y^{i+1}.

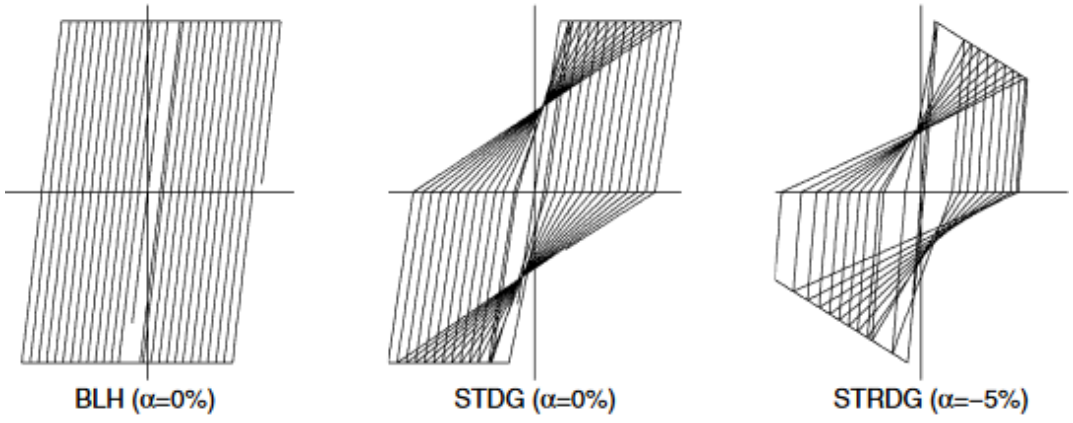
$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \text{ Ec 9}$$

Se repite los pasos 4 al 7 con el nuevo V_y^{i+1}.

2.1.4.4.5. Amortiguamiento y Periodo efectivo.

Para el cálculo del amortiguamiento y periodo efectivo se usa el método planteado por el FEMA 440 donde como primer paso hay que identificar el tipo de comportamiento inelástico, para esto la norma plantea 3 tipos de comportamiento histerético como se muestra en la Figura 12, considerados para Histéresis bilineal (BLH), Degradación de rigidez (STDG) y Degradación de fuerza (STRDG), los mismo que son usados para identificar el tipo de degradación, que a su vez son usados para identificar los coeficientes para el cálculo del amortiguamiento y periodo efectivo, [21].

Figura 12: Tipos de Comportamiento.



Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

El periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) son los denominados parámetros óptimos equivalentes lineales, que son determinados a través de un análisis estadístico que minimiza de manera rigurosa las ocurrencias extremas de la diferencia o como otros lo denominan "el error" entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y semejante lineal equivalente, siendo la media del valor absoluto de la diferencia entre los desplazamientos, [21].

Amortiguamiento efectivo. ($\boldsymbol{\beta_{eff}}$)

Los valores del amortiguamiento efectivo se calculan bajo diversas fórmulas según el valor de "u" ductilidad, se expresan como porcentajes de amortiguación critica, para todo tipo de modelo y valores de alfa de la histéresis, [21].

$$Para\ 1.0 < \mu < 4.0$$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \qquad \text{Ec 10}$$

$$Para\ 4.0 < \mu < 6.5$$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \qquad \text{Ec 11}$$

$$Para\ \mu > 6.5$$

$$\beta_{eff} = E\left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)^2]}\right] * \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0 \qquad \text{Ec 12}$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo.

A, B, C, D, E, F = Coeficientes para uso en ecuaciones de amortiguamiento efectivo (Tabla 9).

$\beta_0 =$ Amortiguamiento Inicial.

$T_{eff} =$ Periodo efectivo.

$T_0 =$ Periodo Inicial.

Los coeficientes utilizados en las ecuaciones para el amortiguamiento efectivo se establecen en la Tabla 11, siendo estas una función de las características de la curva de capacidad en términos de tipo básico de histéresis y rigidez post- elástica (α), [21].

Tabla 11: Coeficientes para uso de Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo.

Model	*α (%)*	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*
Bilinear hysteretic	0	3.2	–0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	–0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	–0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	–1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	–0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	–1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	–1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	–1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	–1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	–1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3[a]	5.3	–1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	–5[a]	5.6	–1.3	14	0.61	22	0.90

Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

Estos coeficientes han sido optimizados para ajustarse a los resultados empíricos de los modelos de idealización de los osciladores cuyo comportamiento histérico está bien definido designado como Elástico Perfectamente Plástico (EPP), degradación de fuerza y rigidez (SSD), [21].

Las estructuras reales están conformadas por combinaciones de muchos elementos que poseen distintas características de resistencia y rigidez. En caso de duda, se debe utilizar las ecuaciones más optimizadas, las siguientes ecuaciones aproximadas para el valor de amortiguación efectivo se han optimizado para su aplicación a cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético o el valor alfa utilizado para el estudio, [21].

$$Para\ 1.0 < \mu < 4.0$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec 13}$$

$$Para\ 4.0 \leq \mu \leq 6.5$$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec} \quad 14$$

$$Para\ \mu > 6.5$$

$$\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)^2]}\right] * (\frac{T_{eff}}{T_0})^2 + \beta_0 \quad \text{Ec} \quad 15$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo.

$\beta_0 =$ Amortiguamiento Inicial.

$T_{eff} =$ Periodo efectivo.

$T_0 =$ Periodo Inicial.

Periodo efectivo

Los valores de período efectivos para todos los tipos de modelo de histéresis y valores alfa tienen la siguiente forma:

$$For\ 1.0 < \mu < 4.0$$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec} \quad 16$$

$$For\ 4.0 \leq \mu \leq 6.5$$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec} \quad 17$$

$$For\ \mu > 6.5$$

$$T_{eff} = 19\{K\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1\right] + 1\}T_0 \quad \text{Ec} \quad 18$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo.

G, H, I, J, K, L= Coeficientes para uso en ecuaciones de amortiguamiento efectivo (Tabla 10).

$\beta_0 =$ Amortiguamiento Inicial.

T_{eff} = Periodo efectivo.

T_0 = Periodo Inicial.

Los valores de los coeficientes (G, H, I, J, K, L) se tabulan en la Tabla 12, estos están en función de las características del espectro de capacidad, del oscilador en términos de tipo histérico y rigidez post-elastica (α), [21].

Tabla 12: Coeficientes para uso de Ecuaciones de Periodo Efectivo

Model	α(%)	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	–0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	–0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	–0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	–0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	–0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	–0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	–0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	–0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	–0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	–0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	–3[a]	0.18	–0.033	0.17	0.18	0.76	–0.03
Strength degrading	–5[a]	0.20	–0.038	0.25	0.17	0.71	–0.05

Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

En caso de existir duda sobre los coeficientes anteriormente dados se puede usar los siguientes valores optimizados para cualquier espectro, independientemente del tipo de modelo histérico.

$$For\ 1.0 < \mu < 4.0$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec 19}$$

$$For\ 4.0 \leq \mu \leq 6.5$$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec 20}$$

$$For\ \mu > 6.5$$

$$T_{eff} = 19\left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)} - 1}\right] + 1\right\}T_0 \quad \text{Ec 21}$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo.

$\beta_0 =$ Amortiguamiento Inicial.

$T_{eff} =$ Periodo efectivo.

$T_0 =$ Periodo Inicial.

2.1.4.4.6. Reducción Espectral para la Amortiguación Efectiva.

Los procedimientos de linealización equivalentes aplicados en la práctica normalmente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar un espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguación efectiva, estos factores son una función de la amortiguación efectiva y se denominan coeficientes de amortiguación, B (βeff), se lo realiza utilizando las siguientes ecuaciones, [21].

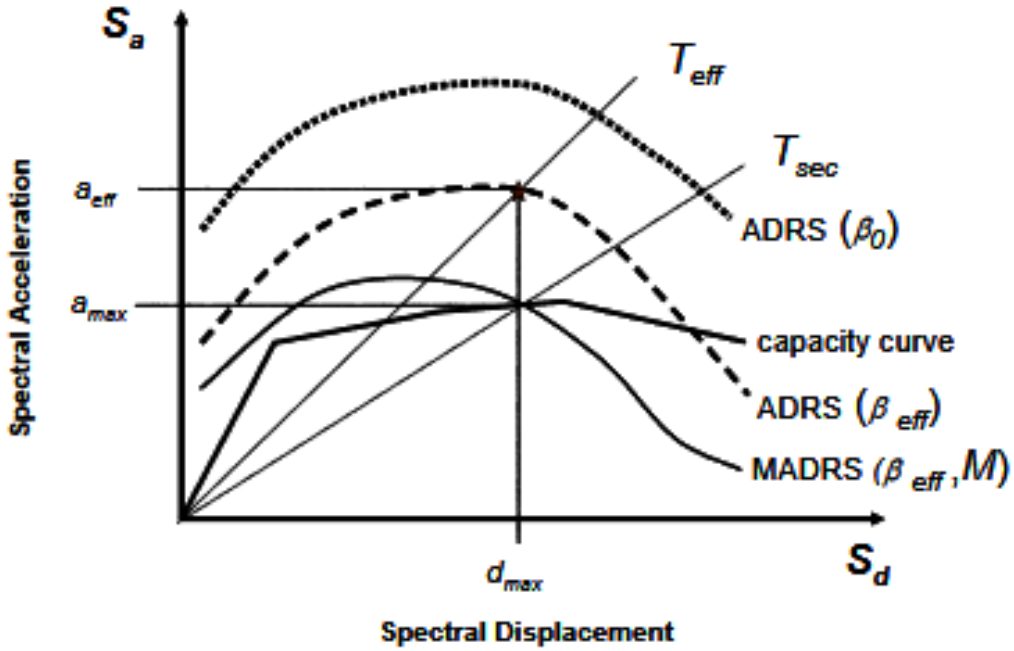
$$(Sa)_\beta = \frac{(Sa)_0}{B(\beta_{eef})} \quad \text{Ec 22}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln\beta_{eef}(en\ \%)} \quad \text{Ec 23}$$

2.1.4.4.7. Modificación del Espectro de Respuesta ADRS a MADRS.

El Método de Espectro de Capacidad (ATC-40) convencional utiliza el período secante como el período lineal efectivo para determinar el desplazamiento máximo (punto de rendimiento). Esta suposición da como resultado el desplazamiento máximo que ocurre en la intersección de la curva de capacidad para la estructura y una curva de demanda para la amortiguación efectiva según espectro de respuesta de desplazamiento-aceleración (ADRS), como se puede ver en la Figura 13, [21].

Figura 13:Modificadores del Diagrama Aceleración - Desplazamiento del Espectro de Respuesta (MADRS) usados con el periodo secante, Tsec.



Fuente: FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

El uso del período efectivo y las ecuaciones de amortiguamiento generan un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de la línea de período efectivo radial y la demanda de ADRS para el amortiguamiento efectivo. El período efectivo (Teff) es generalmente más corto que el período secante (T_{sec}) definido por el punto en la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo (δ_{max}). La aceleración efectiva (a_{eff}) no es significativa ya que la aceleración máxima real, (a_{max}) debe estar en la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo. Al multiplicar las ordenadas de la demanda de ADRS correspondiente a la amortiguación efectiva (β_{eff}) por el factor de modificación da como resultado la curva de demanda de ADRS modificada (MADRS) que ahora puede intersecar la curva de capacidad en el punto de rendimiento, [21]. Dado que los valores de aceleración están directamente relacionados con los períodos correspondientes, el factor de modificación puede calcularse como:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad \text{Ec} \quad 24$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 * \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad \text{Ec} \quad 25$$

Entonces:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad \text{Ec} \quad 26$$

donde

a_{eff}= Aceleración efectiva.

a_{max}= Aceleración máximo.

α = es la rigidez post-elástica

T_{sec}= Periodo secante.

T_0= Periodo inicial.

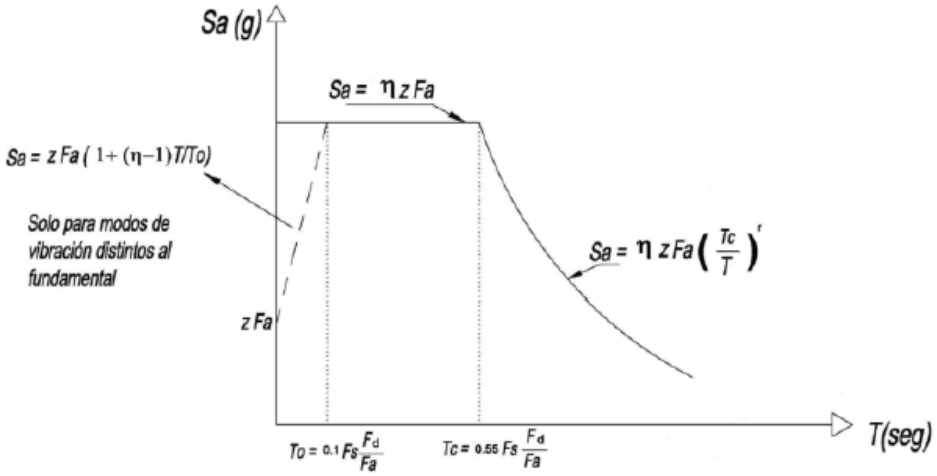
M = Factor de Modificación.

2.1.4.5. Demanda.

2.1.4.5.1. Espectro de Respuesta (NEC 2015)

La demanda en términos de ingeniería se define como la solicitación impuesta a la estructura, cuyo objetivo es simular los posibles movimientos sísmicos para un correcto dimensionamiento de los elementos estructurales, en Ecuador la norma vigente que guía el diseño sismorresistente es la Norma ecuatoriana de la Construcción NEC -2015, el cual provee de un espectro de respuesta en base a un mapa de zonificación sísmica, [4].

Figura 14: Espectro Elástico de Diseño.



Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

η= Razón entre la aceleración espectral Sa (T=0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Fa= Coeficientes de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fd = Coeficientes de amplificación de suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fs= Coeficientes de amplificación de suelo, considerando el comportamiento no lineal del suelo y la degradación del período del sitio.

Sa=Espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependiente de período o modo de vibración de la estructura.

T=Período fundamental de vibración de la estructura.

To=Período de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Tc=Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Z=Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño como fracción de la gravedad.

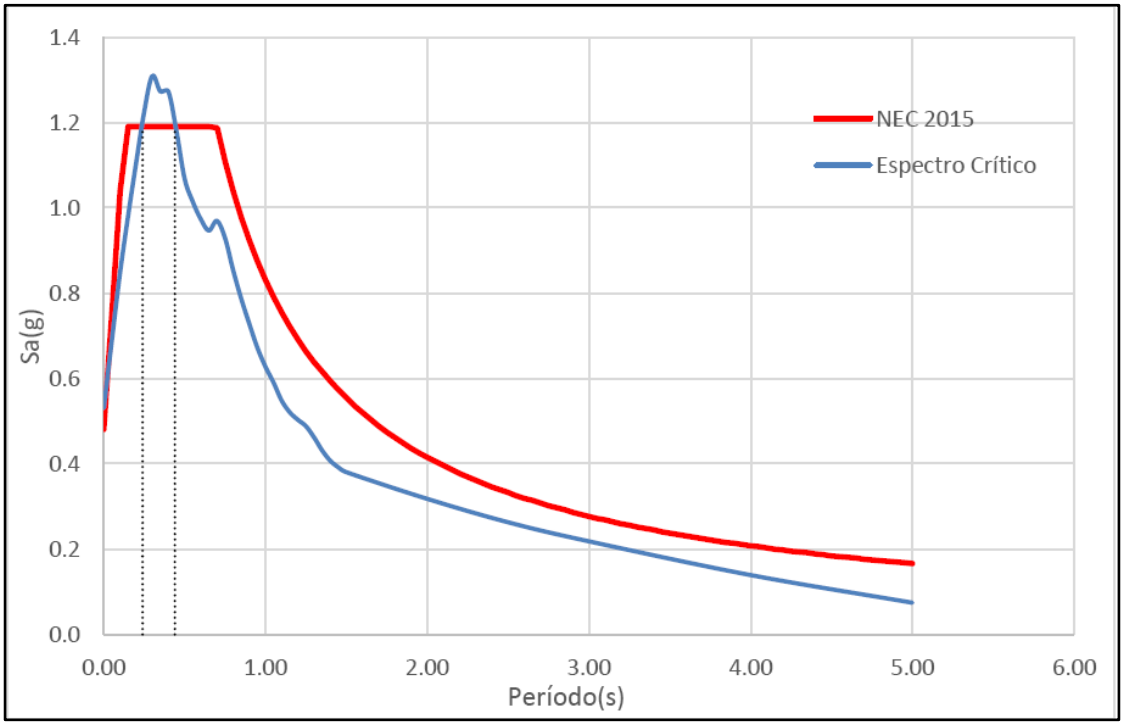
Como se puede ver en la Figura 14 el espectro de diseño está en función del tipo de suelo en donde se emplaza la estructura, así como también del factor Z que indica el nivel de peligrosidad sísmica dicho lugar.

2.1.4.5.2. Espectro Determinista.

La Universidad Técnica de Ambato a través de la facultad de ingeniería Civil y Mecánica ha realizado estudios de microzonificación sísmica en la ciudad de Ambato, dando resultados de aceleraciones producidas por el espectro determinista en el rango 0.24s y 0.4s superiores a los que ofrece la Norma Ecuatoriana de la Construcción, esto influye directamente en el incremento de fuerzas cortantes y derivas de aquellas estructuras con periodos de vibración fundamental que coinciden en el intervalo crítico, [24].

En la figura 15 y tabla 8 se muestra el espectro critico obtenido a través de un estudio de microzonificación para el sector de la Parroquia Celiano Monge.

Figura 15: Espectro Determinista y Espectro de Respuesta



Fuente: Karina Freire, Estudio de peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato

Tabla 13: Datos del Espectro Determinista.

T(s)	Sa (g)
0,00	0,5304
0,05	0,6885
0,10	0,8452
0,15	0,9793
0,20	1,1047
0,25	1,2248
0,30	1,3089
0,35	1,2728
0,40	1,2721
0,45	1,1794
0,50	1,0687
0,55	1,0148
0,60	0,9737
0,65	0,9468
0,70	0,9694
0,75	0,9293
0,80	0,8542
0,85	0,7872
0,90	0,7283
0,95	0,6723
1,00	0,6275
1,05	0,5904
1,10	0,5484
1,15	0,5209
1,20	0,5034
1,25	0,4882
1,30	0,4623
1,35	0,4317

Fuente: Karina Freire, Estudio de peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato

2.1.4.6. Análisis de Fragilidad.

2.1.4.6.1. Curvas de Fragilidad.

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado limite, esto en función de un parámetro de la severidad del movimiento del suelo, en otras palabras, se define como una medida probabilística de la vulnerabilidad sísmica, [9].

Estas curvas son de gran importancia para proyectistas, compañías de seguros, administradores de estructuras esenciales o especiales como: hospitales, autopistas etc.,

Existen diferentes maneras de obtener estas curvas de fragilidad, entre ellas estas: métodos basados en observación de campo, métodos experimentales, métodos basados en opinión de expertos y métodos analíticos, [23]. Todos estos se ajustan a una función lognormal (beta). HAZUS es una de las metodologías más populares en cuanto se refiere a estudios de vulnerabilidad sísmica y el planteamiento de las curvas de fragilidad, en su manual presenta las mismas para 36 tipologías de edificios de Estados Unidos, [20], el supone que las formas de estas curvan son de la siguiente manera:

$$P[ds/Sd] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}}\ln\left(\frac{Sd}{\overline{Sd}\,,ds}\right)\right] \quad \text{Ec} \quad 27$$

Donde:

$Sd =$ es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica.

$\overline{Sd}$,ds = es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza el umbral de estado de daño ds.

$\beta_{ds} =$ es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daños ds.

$\Phi =$ es la función de distribución acumulativa normal estándar.

Las curvas de fragilidad quedan definidas por dos parámetros, el valor medio $\overline{Sd}$,ds y la desviación estándar β_{ds}, el primero define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el daño es de 50%, y el segundo da una idea de la dispersión, [23].

En la figura 16 se muestra un ejemplo de curvas de fragilidad, la misma muestra 4 curvas para distintos estados de daño (leve, Moderado, Severo, Completo), y su desempeño.

.

Figura 16: Ejemplo de Curvas de Fragilidad.

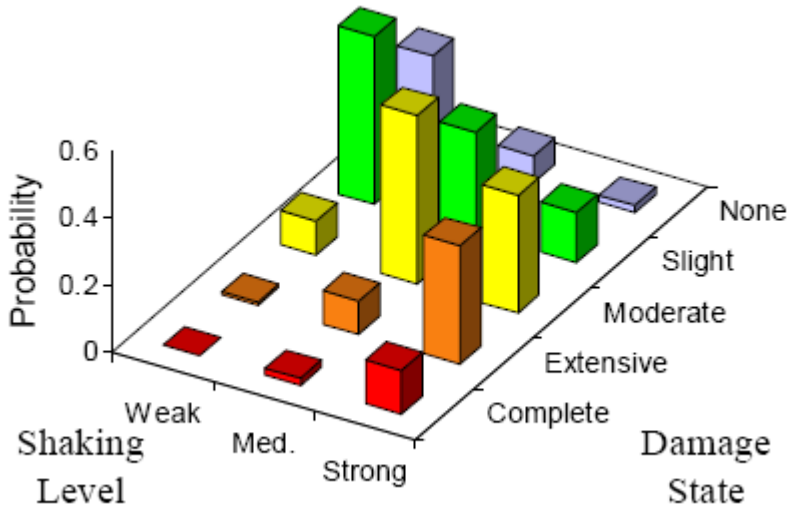


Fuente: Martínez, J,"Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, región de los ríos"

2.1.4.6.2. Matrices de Probabilidad de Daño.

A partir de las curvas de fragilidad es posible determinar las matrices de probabilidad de daño en base a las diferencias entre las curvas adyacentes, es decir que para cada umbral de daño se tiene un porcentaje de probabilidad de ocurrencia, en la Figura 17 se muestra un ejemplo de esta matriz donde se puede apreciar a la izquierda el tipo de evento sísmico (débil, medio, fuerte) y a la derecha los umbrales de daño usados para el análisis de fragilidad, indicando así la probabilidad de que ocurra determinado daño según la demanda utilizada, [23].

Figura 17: Matriz Probabilidad de Daño.



Fuente: HAZUZ MH 2.1, Earthquake Loss Estimation Methodology.

2.2. HIPÓTESIS.

El edificio Administrativo de La Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi podría presentar diferentes grados de vulnerabilidad ante distintos tipos de evaluación.

2.3. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.

2.3.1. Variable dependiente

Grado de vulnerabilidad Sísmica del edificio del edificio Nuevo de La Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.

2.3.2. Variable independiente

Estudio cuantitativo y cualitativo de la vulnerabilidad sísmica mediante un análisis estático no lineal (pushover) y la metodología FEMA 154 respectivamente.

CAPÍTULO III

METODOLOGIA

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Investigación Aplicada.

La siguiente investigación tiene como objetivo determinar el grado de vulnerabilidad sísmica que presenta la estructura objeto de estudio, mediante dos metodologías de evaluación, como son: el análisis cuantitativo y cualitativo.

Investigación Exploratoria

El análisis del grado de vulnerabilidad sísmica mediante las metodologías cuantitativa y cualitativa nunca ha sido aplicado en el edificio administrativo de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato.

Investigación de Laboratorio.

La obtención de datos para la presente investigación se sustenta en visitas de campo a la estructura, así mismo, del ensayo Esclerométrico que permite determinar la resistencia a compresión aproximada de los elementos estructurales y del detector para identificar la ubicación del refuerzo longitudinal y transversal.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.

3.2.1. Población.

La evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica, así como también los ensayos esclerómetros y pacómetros se los realizará en el edificio administrativo de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato.

Figura 18: Ubicación de la Estructura Objeto de estudio.



Fuente: Gabriel Montalvo.

En la tabla 10 se muestran las coordenadas espaciales que georreferencia el punto donde se encuentra el edificio sujeto a la investigación.

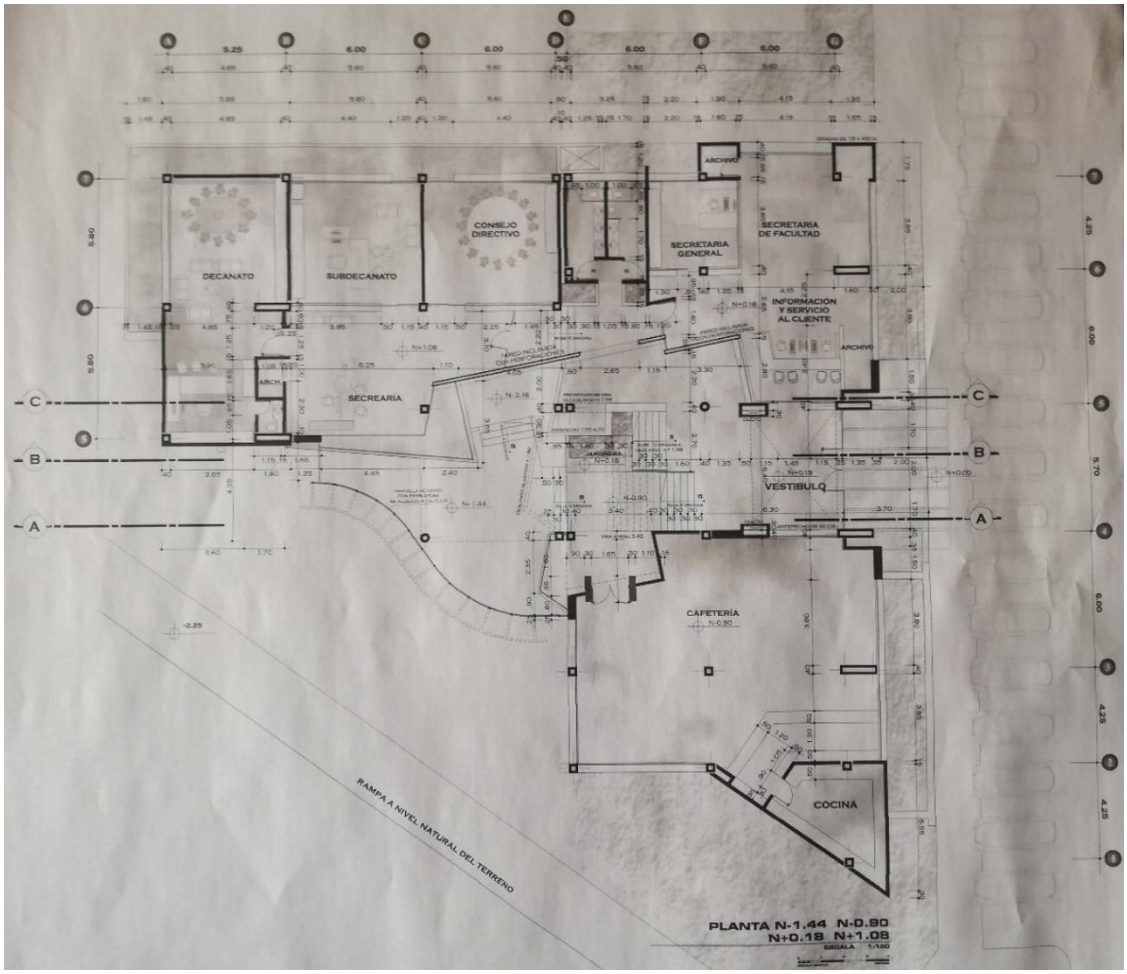
Tabla 14: Coordenadas de la Estructura Objeto de Estudio.

PUNTO	COORDENADAS (WGS 84 ZONA 17 S)	
	ESTE	NORTE
1	764283.39 m	9859810.63m

Fuente: Google Earth Pro

El edificio en estudio consta de 2 estructuras llamadas Bloque 1 y Bloque 2 como se muestra en la figura 19, en la Tabla 15 se muestra el número de elementos estructurales de cada bloque, de los cuales se obtiene el número de muestras necesarios para la toma de datos de campo, mismo que consta de el ensayo esclerómetro para determinar la resistencia a compresión del hormigón y el ensayo pacómetro para verificar si la armadura colocada coincide con la armadura mostrado en los planos estructurales y Arquitectónicos que se muestran en el ANEXO C.

Figura 19: Planta Arquitectónica.



Fuente: Universidad Técnica de Ambato.

Tabla 15: Cantidad de elementos Estructurales.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
BLOQUE 1	
Vigas	89
Columnas **Tabla 16:**	12
Diafragmas	2
Total	103
BLOQUE 2	
Vigas	99
Columnas	15
Diafragmas	4
Total	118

Fuente: Gabriel Montalvo

Cabe recalcar que según se muestra en la figura 20 pocos son los elementos a los que se tiene acceso y cumplen con los requerimientos según norma para realizar los ensayos, ya que la mayoría de ellos se encuentran con sus respectivos acabados, siendo los únicos objetos de ensayo las vigas cubiertas por el cielo raso como se muestra en la figura antes mencionada, por esta razón se ha tomado una población finita de 15 elementos que según una inspección en campo son los que están al alcance para la toma de muestras.

Figura 20: Estado Actual de la Estructural



Fuente: Gabriel Montalvo.

3.2.2. Muestra.

Se determinará el grado de vulnerabilidad sísmica de manera cualitativa a todo el edifico constando los dos bloques que conforman el mismo, para el análisis cuantitativo se plantean 2 modelos matemáticos para cada bloque, en los cuales se procederá a realizar un análisis dinámico para determinar si la estructura cumple con los requerimientos sismorresistentes que plantea la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 2015, así como también el análisis estático no lineal para determinar el punto de desempeño de cada bloque usando el espectro de respuesta de la NEC 2015 y el Espectro Determinista. En la tabla 9 se muestra las características con las cuales se modela los bloques 1 y 2 en el software ETABS.

Tabla 17: Características de los Modelos Matemáticos.

CARATERISITICAS DE MODELACIÓN DE BLOQUES 1 Y 2		
# DE MODELO	CARACTERISTICAS	TIPO DE ANALISIS
MODELO 1	Se modela la estructura en base a los planos estructurales sin ningún tipo de modificación.	Análisis Dinámico, Análisis Estático no lineal y Análisis de Fragilidad.
MODELO 2	Se modela la estructura en base a los planos estructurales y se estabiliza la misma para que cumpla con los requerimientos sismorresistentes de la NEC 2015	Análisis Dinámico, Análisis Estático no lineal y Análisis de Fragilidad.

Fuente: Gabriel Montalvo.

3.3. OPERAZIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

3.3.1. Variable Independiente.

Estudio cuantitativo y cualitativo de la vulnerabilidad sísmica mediante un análisis estático no lineal (pushover) y la metodología FEMA 154 respectivamente.

Tabla 18: Operacionalización de la Variable Independiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
La vulnerabilidad es una propiedad relativa de los sistemas, lo que significa que el grado de vulnerabilidad depende del nivel de amenaza	Análisis Cuantitativo	• Curva de capacidad • Espectro de capacidad. • Desempeño de la estructura. • Espectro de respuesta.	¿Cuál es el punto de desempeño de la estructura ante una determinada amenaza sísmica?	Investigación Bibliográfica. Experimental.

sísmica a la que se expone el sistema estructural, puede ser evaluado de manera cuantitativa y cualitativa	Análisis Cualitativo	• Regularidad en planta y elevación, • Tipo de suelo • Ocupación del edificio. • Estado de elementos Estructurales y no estructurales.	¿Cuál es el grado de vulnerabilidad Sísmica de la estructura según una inspección rápida visual?	Investigación Bibliográfica. Experimental. Campo.

Fuente: Gabriel Montalvo.

3.3.2. Variable Dependiente.

Grado de vulnerabilidad Sísmica del edificio de la corporación nacional de telecomunicaciones del cantón Ambato.

Tabla 19: Operacionalización de la Variable Dependiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Es la probabilidad que una estructura sufra un determinado tipo de daño ante una amenaza sísmica.	Probabilidad de daño	• Curvas de Fragilidad	¿Cuál es la probabilidad de que la estructura sufra un daño, Leve, Moderado, Severo y Completo?	Investigación Bibliográfica. Experimental.

	Desempeño	• Niveles de Desempeño	¿Permite el nivel de desempeño de la estructura determinar la probabilidad de sufrir distintos tipos de daño?	Investigación Bibliográfica. Experimental. Software ETABS 16. Normativa y códigos.

Fuente: Gabriel Montalvo.

3.4. PLAN DE RECOLLECIÓN DE LA INFORMACIÓN.

Tabla 20: Plan de Recolección de Información.

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para Qué?	Para determinar la probabilidad de que la estructura sufra un distinto tipo de daño ante una amenaza sísmica.
2. ¿De qué personas u objetos?	Del edificio nuevo de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.
3. ¿Sobre qué aspectos?	Grado de vulnerabilidad sísmica mediante un análisis cuantitativo y cualitativo
4. ¿Quién?	Autor: Gabriel Montalvo Tutor: Ing. Jorge Cevallos.
5. ¿Dónde?	Ensayos de Campo: se realizará dos ensayos: Ensayo Esclerómetro de los elementos estructurales principales del edificio. Ensayo Pacómetro en los distintos elementos estructurales del edificio que forman parte del sistema sismorresistente de la estructura.
6. ¿Cómo?	Investigación Bibliográfica. Pruebas experimentales con el software ETABS 16

Fuente: Gabriel Montalvo.

3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.

El plan de procesamiento de datos para la investigación se ha dispuesto de la siguiente manera:

- Identificar de manera visual las características propias de la estructura.
- Determinar la resistencia a compresión del hormigón de los elementos estructurales mediante un ensayo esclerómetro in situ.
- Identificar el tipo y la cantidad de acero que con las que se encuentran reforzados los elementos principales de la estructura aplicando el ensayo pacómetro.
- Determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura de manera cualitativa aplicando la metodología FEMA 154.
- Determinar la curva capacidad y el espectro de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no lineal con el software ETABS 16.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS.

Una manera rápida y no destructiva de determinar la resistencia del hormigón es mediante el martillo Esclerométrico, este mecanismo correlaciona el índice de rebote del martillo con la resistencia a compresión (f´c). Para realizar este ensayo la norma americana ASTM C805 exige ciertos requerimientos de la zona o elemento que se vaya a ensayar, los cuales son:

- Los elementos deben tener un espesor mínimo de 100mm.
- La superficie del elemento o lugar de ensayo debe estar lisa y seca.
- El esclerómetro debe estar perpendicular a la superficie de ensayo.
- Los puntos de ensayo deben estar distanciados 25 mm uno del otro.
- Se debe realizar un total de 10 repeticiones por punto ensayado.

Una vez que se ha obtenido los valores, solo se consideran validos los que difieran en menos de 6 unidades de la media, si existe más de dos lecturas que no cumplan esta condición debe descartarse el conjunto, [25]. En la Tabla 21 se muestra los datos tomados para una viga ubicada en el nivel +1.08 del bloque 1.

Tabla 21: Conjunto de Datos de Ensayo Esclerómetro.

PUNTO		
N° Golpe	Q (Índice de rebote)	
1	45	
2	53	
3	44.5	
4	53	
5	49	
6	42.5	
7	44.5	
8	45	
9	48.5	
10	45	
Media Q	47.6	
Resistencia	275	Kg/cm2

Fuente: Gabriel Montalvo.

Para determinar si los datos obtenidos son válidos para la muestra, se determina la media de los 10 golpes, luego el valor máximo y mínimo de los mismo, al final se calcula la diferencia o error entre estos valores máximo y mínimo con la media, si las dos son mayores a 6 unidades la muestra no es válida, caso contrario si lo es.

$$Media\ Q = \frac{\sum_{i=1}^{n}(N°\ golpes\ i)}{n} \qquad \text{Ec 28}$$

$$Media\ Q = \frac{45 + 53 + 44.5 + 53 + 49 + 42.5 + 44.5 + 45 + 48.5 + 45}{10}$$

$$Media\ Q = 47.6$$

$$E += V\max - Media\ Q \quad \text{Ec 29}$$

Valor máximo = 53

$$E += 53 - 47.6 = 5.4$$

Valor mínimo = 42.5

$$E-= V\min - Media\ Q \quad \text{Ec 30}$$

$$E-= 42.5 - 47.6 = 5.1$$

Como se puede observar el Error por encima de la media (E+) es menor a 6 unidades, así como también el error por debajo de la media (E-), por tanto, el conjunto de datos es válido como consecuencia la resistencia a compresión para este punto también.

Por lo general existen equipos en el mercado que muestran unas tablas de correlación entre el índice de rebote y la resistencia a compresión (f´c) dependiendo de la inclinación con la que se encuentra en martillo al momento del ensayo, para este caso no es necesario dichas tablas ya que el equipo SILVER SCHMIDT tiene integrado la correlaciones para distintos tipos de inclinación entregando así únicamente resultados finales, [26].

En la Tabla 22 se encuentran la resistencia a compresión para los 16 puntos validos tomados para determinar la resistencia media a compresión del hormigón.

Tabla 22: Resistencia a Compresión del Hormigón de cada Punto Ensayado.

N° Punto	F´c (Kg/cm2)
1	275
2	290
3	275
4	280
5	270
6	280
7	300
8	275
9	300
10	290
11	280
12	275
13	300
14	300
15	280
16	275

Fuente: Gabriel Montalvo.

Para poder obtener un valor estadístico promedio con el fin de usarlo en los próximos cálculos de este estudio es recomendable usar medidas de posición y de tendencia central, estas medidas llamadas también como promedios permiten determinar la posición de un valor con respecto a un conjunto de datos, [27].

Media Aritmética ($\bar{y}$)

Esta es la medida más conocida por su gran estabilidad en el muestreo, además de que se puede calcular mediante fórmulas algebraicas, [27].

$$\bar{y} = \frac{x1+x2+x3+\cdots\ldots xn}{n} \quad \text{Ec} \quad 31$$

$$\bar{y} = \frac{275 + 290 + 275 + 280 + 270 + 280 + 300 + 275 + 300 + 290 + 280 + 275 + 300 + 300 + 280 + 275}{16}$$

$$\bar{y} = 284.06\ Kg/cm2$$

Mediana (M_e)

Al igual que la Media Aritmética es una medida de tendencia central, por esa razón se la define como valor central, siempre se tiene que ordenar los valores de mayor a menor o viceversa. Cuando el número de datos es impar la mediana pasaría a ser el valor central y cuando es par se busca dos valores en el centro de la serie y se promedia los mismo, [27].

Tabla 23: Datos Ordenados de la Resistencia a Compresión.

f´c (Kg/cm2)
270
275
275
275
275
275
280
280
280
280
290
290
300
300
300
300

Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se muestra en la tabla 23 los valores centrales son los que están sombreados, los mismo que mediante un promedio de los dos se determina la Mediana.

$$M_e = \frac{X_{j-1}+X_j}{2} \quad \text{Ec} \quad 32$$

$$M_e = \frac{280 + 280}{2}$$

$$M_e = 280\ Kg/cm2$$

Para futuros cálculos en este estudio se usa el valor obtenido mediante la Mediana ya que este está en función de los demás datos, y los representa algebraicamente.

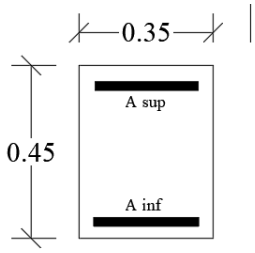
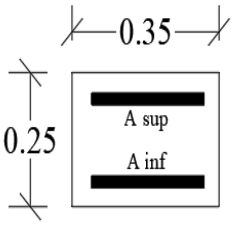
4.1.2. Acero De Refuerzo de Elementos Estructurales.

Como se mencionó en el Capítulo II, para realizar un análisis estático no lineal es necesario conocer la cantidad de acero con lo que se encuentra reforzados los elementos estructurales, especialmente junto a los nudos, donde se espera se formen las rotulas

plásticas, para esto se utiliza los detalles estructurales que constan en el Anexo C. Con la ayuda del equipo para detectar armadura PROFOMETER 600 - PROCEQ y una inspección de campo se verificó que la estructura cumple con lo indicado en los planos estructurales tanto de dimensiones como en refuerzo.

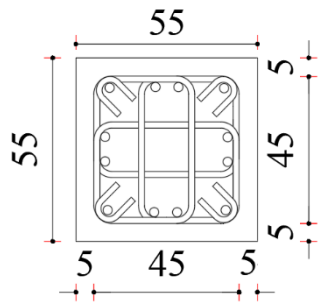
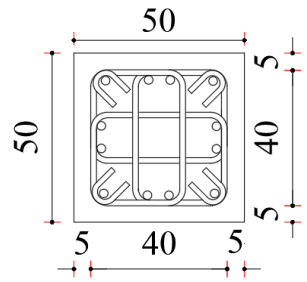
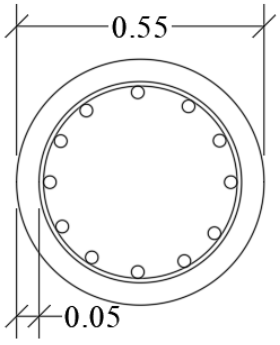
En la tabla 24 se indica los tipos de secciones para vigas tanto para el bloque 1 como 2 con su respectiva cantidad de acero superior e inferior en el punto de inicio del elemento (i) como al final de este (j). En la tabla 25 se muestra el tipo de armado de las columnas de la misma manera para los 2 bloques que conforman la estructura.

Tabla 24: Cantidad de Acero de Refuerzo para Vigas.

Esquema	Cantidad de Acero Inicio (i)	Cantidad de Acero Final (j)	Recubrimiento (cm)	Nombre de elemento
	A sup = 13.66 cm^2	A sup = 13.66 cm^2	3	VIGA 1
	A inf = 6.03 cm^2	A inf = 6.03 cm^2	3	
	A sup = 13.66 cm^2	A sup = 13.66 cm^2	3	VIGA 2
	A inf = 6.03 cm^2	A inf = 6.03 cm^2	3	

Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 25: Cantidad de Acero de Refuerzo para Columnas.

Esquema	Cantidad de acero	Nombre de elemento
	Acero longitudinal 12 ∅ 18 mm Acero Transversal 4 ramales ∅ 10 mm p	COL 1
	Acero longitudinal 12 ∅ 18 mm Acero Transversal 4 ramales ∅ 10 mm p	COL 2
	Acero longitudinal 12 ∅ 18 mm Acero Transversal 1 ∅ 10 mm	COL 3

Fuente: Gabriel Montalvo.

4.1.3. Cargas.

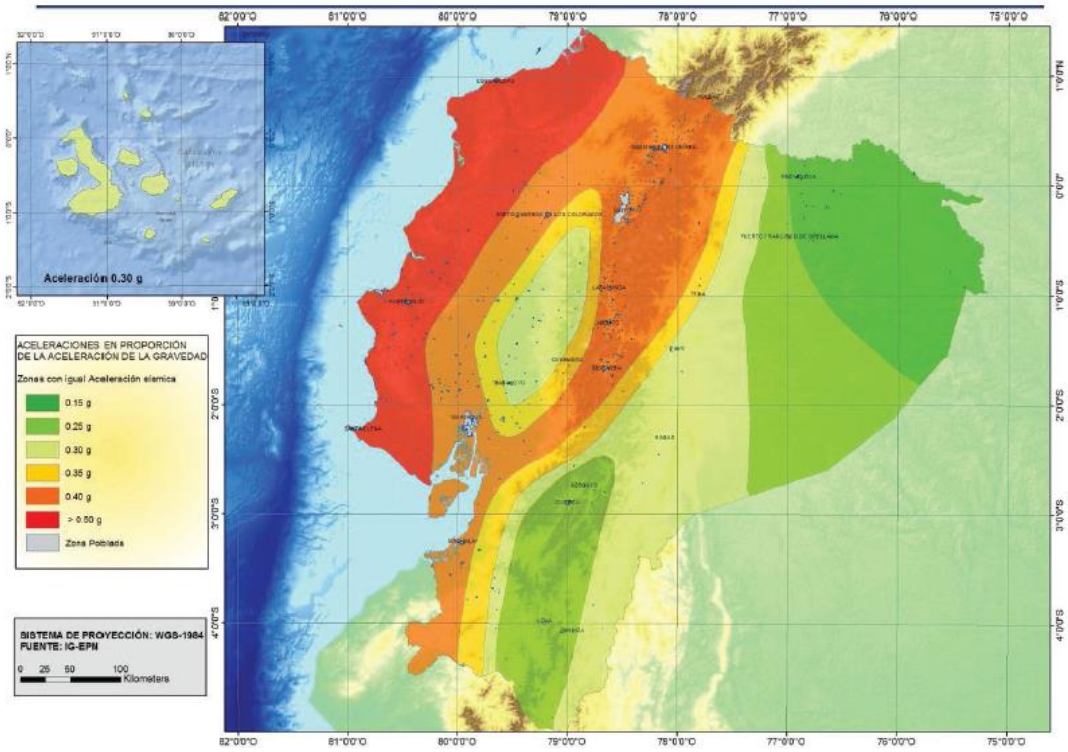
4.1.3.1. Carga Sísmica

Como se mencionó en anterioridad para la amenaza sísmica se utilizarán 2 espectros, el primero el espectro de respuesta planteado por la NEC 2015 y el segundo el espectro

determinista propuesto por la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

La NEC SE DS proporciona un mapa que divide a Ecuador en 6 zonas sísmicas, esto con el fin de catalogar a los distintos lugares de éste con diferentes factores de zona (z), valor que viene dado en porcentaje de la gravedad; La ciudad de Ambato se encuentra ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica cuyo factor de zona corresponde a 0.4. En la figura 21 se muestra el mapa completo donde se puede apreciar cómo se encuentra divido al país en diferentes zonas sísmicas, [4].

Figura 21: Zonas Sísmicas para propósitos de diseño y Valor del factor (Z).



Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

En los estudios de peligro sísmico realizados en el sector donde se encuentra emplazado el objeto de estudio se determinó que el suelo se clasifica como tipo D según la clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Con este dato se determina los coeficientes de perfiles de suelo como se muestra a continuación, [24].

Fa. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Tabla 26: Tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	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	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 27: Tipos de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	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	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 28: Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	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	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC -SE -DS Diseño Sismorresistente

El factor de zona (z) y los coeficientes de perfil de suelo son datos importantes al momento de determinar el espectro de respuesta para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años. En la tabla 29 se muestra los valores tomados para cálculo del espectro de respuesta.

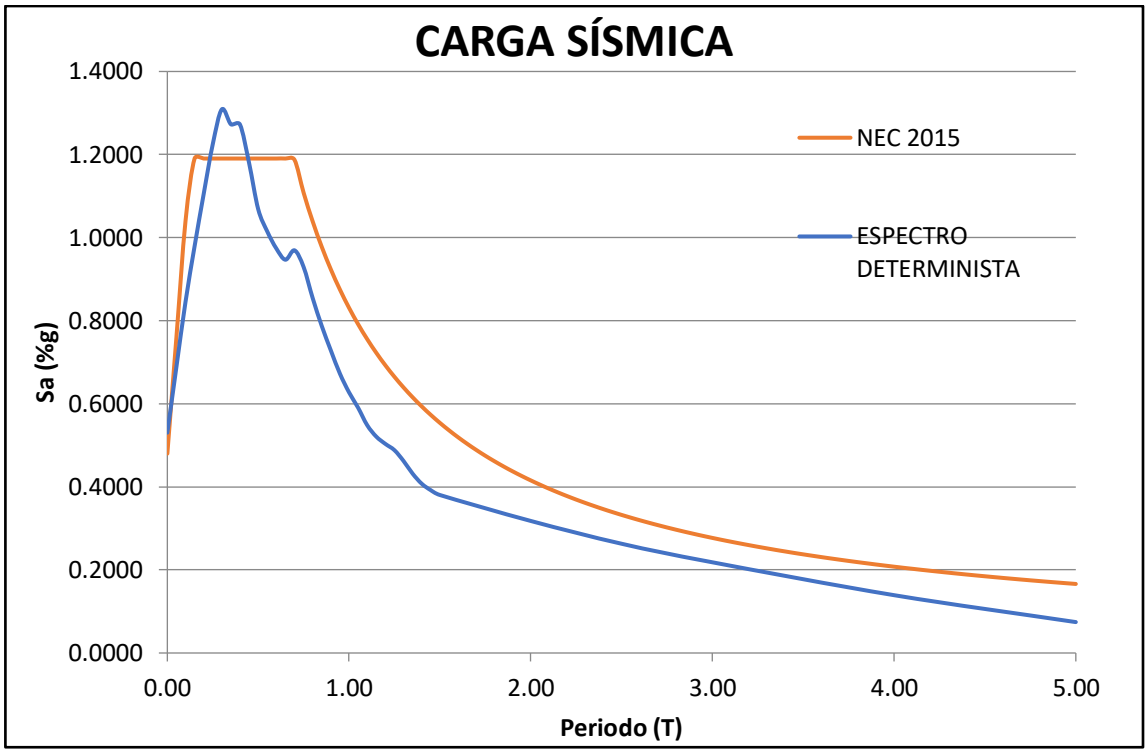
Tabla 29: Factor de zona y factores de Suelo.

Z (g)	0.4	NEC SE DS 3.1.1
Fa	1.2	NEC SE DS 3.2.2
Fd	1.19	NEC SE DS 3.2.2
Fs	1.28	NEC SE DS 3.2.2

Fuente: Gabriel Montalvo

En la Figura 22 se muestra el espectro de respuesta para un periodo de retorno de 475 años, así como también el espectro determinista propuesto por la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad técnica de Ambato, mismos que serán usados como carga sísmica para el análisis no lineal estático.

Figura 22: Espectro de Respuesta NEC 2015 y Espectro Determinista.



Fuente: Gabriel Montalvo

4.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.2.1. Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo.

4.2.1.1. Inspección Visual Rápida FEMA 154.

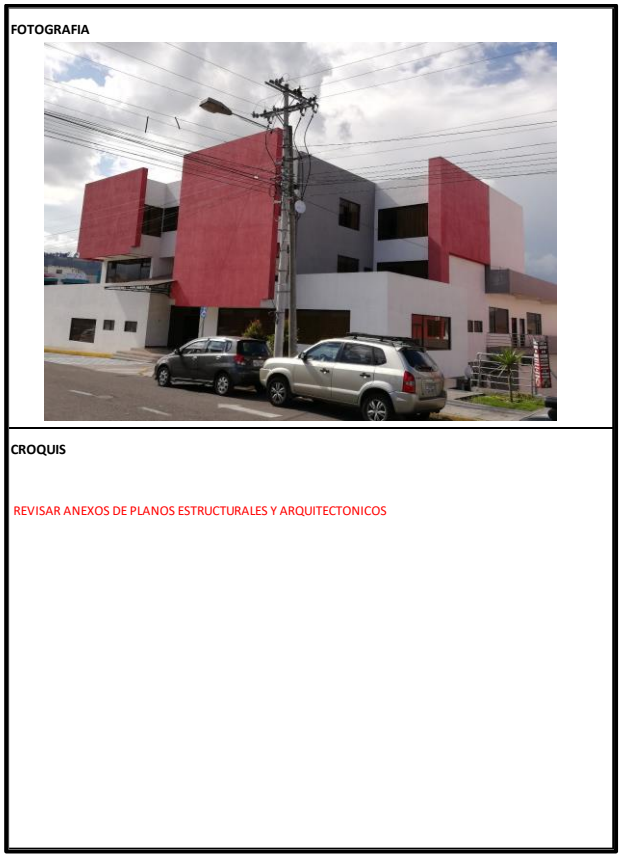
Como se presentó en el capítulo II, se puede determinar del grado de vulnerabilidad de una estructura mediante una inspección visual rápida mediante la metodología FEMA 154, para esto se ha tomado los formatos de alta sismicidad que coincide con la localidad donde se encuentra emplazada el edificio en estudio, y se ha clasificado a ésta como un sistema estructural C2 (pórticos de hormigón armado con muros estructurales), [1].

4.2.1.1.1 Nivel 1

En este nivel se analiza las irregularidades que presenta la estructura, así como también diferentes riesgos que puede sufrir por tipo de suelo, riesgos por deslizamientos y por los elementos no estructurales, todo este proceso se detalla a continuación.

1. Primero ubicamos una fotografía y un esquema en planta y elevación de la estructura, para nuestro caso únicamente se presenta la fotografía ya que trazado de la estructura consta en el ANEXO C.

Figura 23: Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154.



Fuente: Gabriel Montalvo

2. Se coloca toda la información necesaria de la estructura, como lo es la dirección donde se encuentra ubicada la misma, la función, sus coordenadas, el nombre del evaluador y la fecha de su inspección. Al ser esta metodología de origen americano también solicita colocar los coeficientes sísmicos S1 y Ss, en nuestro caso no son

necesarios para estudios posteriores por tanto no se toman en cuenta, por el contrario, si se los solicita se los puede ubicar en base a las curvas de peligro sísmico de la NEC SE DS.

De la misma manera ubicamos información sobre el número de pisos sobre el nivel principal y debajo de él, año de construcción, metraje en planta de la estructura y la versión del código con la que se diseñó (En caso de que haya información).

Se ubica también el tipo de suelo donde se encuentra emplazada la estructura, así como también demás peligros que pueden afectar a la estructura como son factores geológicos y de adyacencia.

Figura 24: Paso 2, Inspección Visual Rápida FEMA 154.

Dirección: UTA - FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS CAMPUS HUACHI

Código Postal: 180103

Otros identificadores: AVENIDA DE LOS CHASQUIS JUNTO COLEGIO LA SALLE

Uso: EDIFICIO EDUCACIONAL

latitud: -1.26 **Longitud:** -78.74

Ss: **S1:**

Evaluadores: GABRIEL MONTALVO **Fecha/Hora:** 17 ENERO 2019

N° pisos: Sobre NPT: 3 Bajo NPT: 1 **Año de construcción:** 2008 □ EST

Área total en planta: (m2) 250 **Año codigo:**

Ampliaciones: □ Ninguna □ Si, año de construcción

Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. □ Histórica □ Refugio

Industrial Oficinas Educación □ Gubernamenta

Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades:

Tipo de suelo: □ A (roca dura) □ B (roca prom.) □ C (Suelo denso)

□D (suelo rígido) □ E (suelo suave) □ F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)

Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK

Ruptura de superficie: Si/No/DNK

Adyacencia: □ Golpeteo □ Objetos peligrosos al caer de edif. más altos

Irregularidades: □ En elevación (tipo/severidad Presenta distintas plantas mas columnas cortas

□ En planta (tipo) esquinas con dimensiones pronunciadas

Peligros exteriores: □ Chimeneas no ancladas □ Revestimientos pesados

□ Antepechos, barandas □ Anexos □ Otros

COMENTARIOS

la estructura no presenta orden tanto en planta como en elevación, generando asi irregularidades severas tanto en planta como en elevación.

□ Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad

Fuente: Gabriel Montalvo

3. En base a la clasificación presentada en la Tabla 4 del capítulo II, identificamos el tipo de sistema estructural, esto es necesario para poder ubicar la columna correspondiente para la asignación del puntaje básico y de los puntajes modificadores. Como se puede ver en la Figura 25 para nuestro caso se ha escogido el sistema estructural tipo C2 es decir para estructuras de hormigón armado con muros estructurales. Para la metodología FEMA 154 existen dos tipos de irregularidades en elevación: la severa y la moderada, esto quiere decir que si en la estructura existe únicamente un factor que indique una irregularidad se marca la opción moderado, pero si existen dos o más se selecciona la opción severa, en nuestro caso se ha escogido la opción severa, así como también se ha penalizado con una irregularidad en planta.

Figura 25: Paso 3, Inspección Visual FEMA 154.

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smín	2.0-1.0-0.8 = SL1 = 0.2 Smin = 0.3																

Fuente: Gabriel Montalvo

Los parámetros “Pre-Código” y “Post-Código”, se refieren a la norma posible con la que fue diseñada la estructura, la primera se refiere a Normas antes del año 2000 y la segunda después de dicha fecha. Cabe mencionar que estas normas son de origen americano por tanto existe una incertidumbre al momento de optar o no por estos puntajes.

Por último, penalizamos a la estructura según su tipo de suelo y altura en pisos, para el caso en concreto no se ha marcado ninguna opción debido que está emplazada en un suelo tipo D según la NEC 2015 y esta clasificación local coincide con FEMA 154.

4. Para finalizar la inspección en el nivel 1, ubicamos información sobre la extensión de la revisión hecha, tipo de suelo y si se tuvo la oportunidad de contar con los planos de la estructura, luego nos ubicamos en la sección "OTROS PELIGROS" aquí ubicamos las opciones que presente la estructura en cuanto a factores como son golpeteo, peligro por caídas de elementos de edificios adyacentes, es necesario mencionar que estos formatos también pueden ser usados para determinar la vulnerabilidad de las estructuras luego de un sismo, por tanto, estas opciones serían de gran importancia para indicar el estado post terremoto de un edificio. En "ACCIÓN REQUERIDA" indicamos si la estructura requiere o no un análisis más detallado y si presenta peligros no estructurales.

Figura 26: Paso 4, Inspección Visual FEMA 154

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS PELIGROS	ACCIÓN REQUERIDA
Exterior: □ Parcial □ Todos los lados □ Aéreo	Existen otros peligros que hacen que se requiera	**Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?**
Interior: □ Ninguno □ Visible □ Ingreso	una Evaluación Estructural Detallada?	□ Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación
Planos revisados: □ Si □ No	□ Potencial golpeteo, (a menos que SL2 >	□ Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable
Fuente del tipo de suelo: TIPO D	que el puntaje límite aceptable)	□ Si, otros peligros presentes
Fuente de los Peligros Geológicos_____	□ Peligro de objetos que puedan caer de	□ No
Persona contacto:_____	edificaciones adyacentes	**Se recomienda una Evaluación No Estructural?**
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?	□ Peligros geológicos o suelo Tipo F	□ Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados
□ Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2___0.3_____ □ No	□ Daño/deterioro significativo en el	□ No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación,
Peligros no estructurales? □ Si □ No	sistema estructural	pero no es necesaria una ev aluación detallada
		□ No, no se han identificado peligros no estructurales □ DNK
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe		

Fuente: Gabriel Montalvo

5. Para determinar la Vulnerabilidad de la estructura en base al puntaje fina S la Norma sugiere que estudios que presenten un valor de S de 3 significa que la estructura tiene una probabilidad de colapso de 1 en 1000 (10^3) , si este valor es de 2 la probabilidad es de 1 en 100 (10^2), al ser el valor obtenido Smin de 0.3

existe un probabilidad de 1 en 2 (1ˆ0.3), es decir un 50% de probabilidad de que la estructura colapse, por tanto se recomienda directamente que la estructura sea revisada por un experto en diseño sísmico.

En la figura 27 se muestra el formato para este nivel completo con toda la información antes mostrada.

Figura 27: Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 1.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. **Nivel 1**

FEMA P -154, Formulario de recolección de datos **ALTA SISMICIDAD**

FOTOGRAFIA



CROQUIS

REVISAR ANEXOS DE PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS

Dirección: UTA - FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS CAMPUS HUACHI

Código Postal: 180103

Otros identificadores: AVENIDA DE LOS CHASQUIS JUNTO COLEGIO LA SALLE

Uso: EDIFICIO EDUCACIONAL

latitud: -1.26 **Longitud:** -78.74

Ss: **S1:**

Evaluadores: GABRIEL MONTALVO **Fecha/Hora:** 17 ENERO 2019

N° pisos: Sobre NPT: 3 Bajo NPT: 1 **Año de construcción:** 2008 □ EST

Área total en planta: (m2) 250 **Año codigo:**

Ampliaciones: □ Ninguna □ Si, año de construcción

Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. □ Histórica □ Refugio
Industrial Oficinas Educación □ Gubernamenta
Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades:

Tipo de suelo: □ A (roca dura) □ B (roca prom.) □ C (Suelo denso)
□D (suelo rigido) □ E (suelo suave) □ F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)

Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK
Ruptura de superficie: Si/No/DNK

Adyacencia: □ Golpeteo □ Objetos peligrosos al caer de edif. más altos

Irregularidades: □ En elevación (tipo/severidad Presenta distintas plantas mas columnas cortas
□ En planta (tipo) esquinas con dimensiones pronunciadas

Peligros exteriores: □ Chimeneas no ancladas □ Revestimientos pesados
□ Antepechos, barandas □ Anexos □ Otros

COMENTARIOS

la estructura no presenta orden tanto en planta como en elevación, generando asi irregularidades severas tanto en planta como en elevación.

□ Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1

TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad en elevación moderada VL1	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en planta (PL1)	-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código	-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Post Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Tipo de suelo A o B	0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Tipo de suelo E (1 - 3 pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Tipo de suelo E (>3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smín — 2.0-1.0-0.8 = SL1 = 0.2 Smin = 0.3

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN

Exterior: □ Parcial □ Todos los lados □ Aéreo

Interior: □ Ninguno □ Visible □ Ingreso

Planos revisados: □ Si □ No

Fuente del tipo de suelo: TIPO D

Fuente de los Peligros Geológicos_____

Persona contacto:_____

EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?

□ Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2____0.3_____ □ No

Peligros no estructurales? □ Si □ No

OTROS PELIGROS

Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?

□ Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)

□ Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes

□ Peligros geológicos o suelo Tipo F

□ Daño/deterioro significativo en el sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?

□ Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación

□ Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable

□ Si, otros peligros presentes

□ No

Se recomienda una Evaluación No Estructural?

□ Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados

□ No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una ev aluación detallada

□ No, no se han identificado peligros no estructurales □ DNK

Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe

Fuente: Gabriel Montalvo

4.2.1.1.2. Nivel 2.

A pesar de que en el nivel 1 de estudio se ha determinado que la estructura es altamente vulnerable y requiere revisión de un experto en diseño sísmico, en este trabajo se ha optado por desarrollar la investigación visual en un nivel más detallado como lo es el nivel 2, en el cual básicamente se detalla lo siguiente.

1. Primero ubicamos la información de la estructura en análisis, el nombre del inspector y la fecha de la visita, luego se recalcula el puntaje básico en función de las irregularidades en planta y elevación determinadas en el Nivel 1

Figura 28; Paso 1, Inspección Visual Rápida FEMA 154 Nivel 2

Nombre edificio:	FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTARIVAS	**Puntaje Final Nivel 1:**	SL1= 0.3
Inspector:	GABRIEL MONTALVO	**Modificadores de irregularidad Nivel 1:**	Vertical Irregularity, VL1 = -1.0 Irregularidad en planta, PL1 = -0.8
Fecha/Hora:	17 DE ENERO DEL 2019	**PUNTAJE BASE AJUSTADO:**	S'=(SL1-VL1-PL1)= 2.1

Fuente: Gabriel Montalvo

2. Segundo se penaliza a la estructura por una irregularidad en elevación según sea el sistema estructural estudiado como se puede ver en la figura 29, para este caso se ha penalizado por columnas cortas y por irregularidad severa.

Figura 29: Paso 2, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador		Si	Subtotales
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior	-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra enre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferio causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5	-1.5
	Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1	VL2 = -1.2
		Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5	(Tope en -1.2

Fuente: Gabriel Montalvo.

3. Tercero se penaliza a la estructura por irregularidades en planta, en nuestro caso se ha optado por las opciones esquinas reentrantes y otras irregularidades que afectan al desempeño, esto debido a que la estructura presenta esquinas con grandes dimensiones y de la misma manera losas curvas. Además de haber optado por estos modificadores también se ha tomado en cuenta el factor de golpeteo ya el edificio consta de 2 estructuras separadas por una junta.

Figura 30: Paso 3, Inspección Visual Rápida FEMA 154, Nivel 2.

rregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)			-0.7	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí			-0.4	
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.			-0.4	
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.			-0.2	
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta			-0.4	PL2 = -1.1
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.			-0.7	Tope en -1.1
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-1	
		Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra.		-1	
		La edificación está al final del bloque o manzana.		-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.			-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.			-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación)			0.3	
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3	
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.			-0.4	
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda			1.2	
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhasutivo es visible o se conoce por los planos dados.			1.4	M = -1.0
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ Smín: 2.1-1.2-1.1-1.0 = -1.2 USAR SMIN = 0.3				Transferir a formulario 1	

Fuente: Gabriel Montalvo.

4. Cuarto y por último seleccionamos los peligros no estructurales que presenta la estructura visto desde el exterior e interior.

Figura 31: Paso 4, Inspección Visual Rápida, FEMA 154 Nivel 2.

PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (Chequear "Si o "No"	si	no	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existen revestimientos pesados			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes			
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
Desempeño S ísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1) □ Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes →Evaluación No Estructural Detallada recomendada □ Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida □ Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida				

Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se pudo ver en la figura 30 el puntaje fina S es igual a 0.3, es decir que una vez más la estructura fue calificada con el puntaje mínimo, resultando tener un 50% de probabilidad de colapsar, ratificando la alta vulnerabilidad sísmica que presenta este edificio. En la figura 32 se muestra el formato completo de este nivel de investigación visual según FEMA 154.

Figura 32: Inspección Visual Rápida, FEMA 154.

Exploración rapida visual de los edificios de posibles riesgos sismicos. **Nivel 2 (Opcional)**

FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos. **ALTA SISIMICIDAD**

La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.

Nombre edificio:	FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTARIVAS	**Puntaje Final Nivel 1:**	SL1= 0.3
Inspector:	GABRIEL MONTALVO	**Modificadores de irregularidad Nivel 1:**	Vertical Irregularity, VL1 = -1.0 Irregularidad en planta, PL1 = -1
Fecha/Hora:	17 DE ENERO DEL 2019	**PUNTAJE BASE AJUSTADO:**	S'=(SL1-VL1-PL1)= 2.1

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE

Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador			Si	Subtotales
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado lado de la edificación con respecto al otro.		-1.2	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.		-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)		-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.		-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior		-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra enre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.		-0.5	
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferio causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo		-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.		-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.		-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.		-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.		-0.5	-1.5
	Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación		-1	VL2 = -1
		Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.		-0.5	(Tope en -1.2
rregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones (No se incluye la abertura frontal del W1A mencionada anteriormente.)			-0.7	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí			-0.4	
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.			-0.4	
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.			-0.2	
	Discontiunuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta			-0.4	PL2 = -1
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.			-0.7	Tope en -1.1
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-1	
		Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra.		-1	
		La edificación está al final del bloque o manzana.		-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.			-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.			-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación)			0.3	
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3	
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.			-0.4	
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda			1.2	
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhasutivo es visible o se conoce por los planos dados.			1.4	M = -1.0

PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ Smín: 2.1-1.2-1.1-1.0 = -1.2 USAR SMIN = 0.3 Transferir a formulario 1

Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: □ Si □ No

Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación

PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES

Ubicación	Aspecto (Chequear "Si o "No"	si	no	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existen revestimientos pesados			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes			
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			

Desempeño S ísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)

□ Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes →Evaluación No Estructural Detallada recomendada

□ Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida

□ Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida

Comentarios

Fuente: Gabriel Montalvo.

4.2.1.2. Inspección Visual Rápida NEC 2015

Como se indicó anteriormente la norma local NEC 2015 presenta una guía para rehabilitación sísmica de edificio, y basándose en la norma FEMA 154 del año 2002 presenta también un formato para determinar la vulnerabilidad de una estructura de manera visual, la cual únicamente consta de un nivel de investigación, [7].

1. Primero ubicamos la fotografía y el esquema en planta y elevación de la estructura, y de la misma manera que la inspección anterior aquí únicamente ubicamos la fotografía ya que los planos del edificio constan en el Anexo C. luego ubicamos la información de la estructura, así como también del evaluador.

Figura 33: Paso 1, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES		
REVISAR ANEXOS DE PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS	**DATOS DE EDIFICACION:**	
	Direccion: Avenidad de los Chasquis y Rio Guallabamba	
	Nombre de la edificacion: Facultad de Ciencias Administrativas	
	Sitio de referencia: UTA Campus Huachi	
	Tipo de uso: Edificio Educacional	Fecha de evaluacion: 17 de enero 2019
	Año de construccion: 2008	Año de remodelación:
	Area contsruida en m2: 250	Numero pisos: 4
	DATOS DEL PROFESIONAL	
	Nombre del evaluador: GABRIEL MONTALVO	
	C.I. 0301978490	
	Registro senescyt	
		

Fuente: Gabriel Montalvo.

2. Segundo identificamos el tipo de sistema estructural al que corresponde el edificio en estudio, en este caso es C2 (Estructuras de Hormigón Armado con Muros Estructurales), al igual que FEMA 154 esto nos sirve para ubicar la columna con sus respectivos puntajes básicos y modificadores.

Figura 34: Paso 2, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con muros estructurales	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin refuerzo	C3	Portico acero doblado en frio	S3
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX			Portico acero laminado con muros estructurales de hormigon armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5

Fuente: Gabriel Montalvo.

3. Tercero, seleccionamos el puntaje básico de la estructura, además de los puntajes modificadores según sea el caso.

Figura 35: Paso 3, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
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
Gran altura (mayor 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
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION													
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0
Irregularidad en planta	-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
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transicion (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Postcodigo moderno (constrido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S						3.5							

Fuente: Gabriel Montalvo.

El primer puntaje tomado ha sido por mediana altura, ya que el edificio en estudio consta de 4 pisos, el segundo puntaje se ha tomado por irregularidad en planta y elevación, el tercero se ha optado por un código de diseño postmoderno y el ultimo puntaje por tipo de suelo D. al final se ha determinado un puntaje final S cuyo valor es 3.5.

4. La vulnerabilidad de la estructura se determina en base al puntaje final S y a diferencia de FEMA 154, la NEC plantea rangos mediante el cual se establece el grado de vulnerabilidad del edificio, estos rangos se encuentran ubicados en el mismo formato y se presentan en la figura 36.

Figura 36: Paso 4, Inspección Visual Rápida, NEC 2015.

GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA			
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requierte evaluacion especial		
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad		
S>2,5	Baja vulnerabilidad	x	Firma responsable Evaluacion
OBSERVACIONES: LA ESTRUCTURA PRESENTA GRAVES IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN, ASÍ COMO TAMBIÉN PATOLOGIAS DE COLUMNA CORTA Y COLUMNAS ESBELTAS			

Fuente: Gabriel Montalvo.

Según la NEC 2015 la estructura presenta un grado de vulnerabilidad sísmica bajo como se puede ver en la figura 36. Los puntajes modificadores tomados por altura de la edificación y por código de la construcción aportan con un valor positivo al puntaje final, incrementándolo y ubicándolo por encima de 2.5, el cual indica la razón de esta clasificación. En el país considerar a una estructura como sismorresistente únicamente por el hecho de haber sido diseñada con códigos modernos esta fuera de la realidad; Ecuador es un país en el cual existe mucha construcción informal en los sectores rurales, lo cual no garantiza que se respete los parámetros sismorresistentes que indica la norma local,.

4.2.1.3. Inspección Visual Rápida de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR).

Esta metodología es mucho más sencilla y rápida que las anteriores, fue planteada por la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos del Ecuador buscando de una manera rápida y sencilla determinar el grado de vulnerabilidad de un edifico o vivienda para distintos tipos de amenazas como se indicó en el Capítulo II. Califica a la estructura según su material de construcción, el año que fue construida, irregularidades y topografía en la que se encuentra emplazada la misma, en la Figura 37 se muestra el resultado este análisis, [3].

Figura 37: Inspección Visual Rápida SNGR.

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	INFORMACIÓN DEL CATASTRO	Amenaza Sísmica
Sistema Estructural	Hormigón armado	0
	Estructura metálica	1
	Estructura de madera	1
	Estructura de caña	10
	Estructura de pared portante	5
	Mixta madera/hormigón	5
	Mixta metálica/hormigón	1
Tipo de material en paredes	Pared de ladrillo	1
	Pared de bloque	1
	Pared de piedra	10
	Pared de adobe	10
	Pared de tapial/bahareque/madera	5
Tipo de cubierta	Cubierta metálica	5
	Losa de hormigón armado	0
	Vigas de madera y zinc	5
	Caña y zinc	10
	Vigas de madera y teja	5
Sistema de entrepisos	Losa de hormigón armado	0
	Vigas y entramado madera	5
	Entramado de madera/caña	10
	Entramado metálico	1
	Entramado hormigón/metálico	1
Número de pisos	1 piso	0
	2 pisos	1
	3 pisos	5
	4 pisos	10
	5 pisos o más	1
Año de construcción	antes de 1970	10
	entre 1971 y 1980	5
	entre 1981 y 1990	1
	entre 1991 y 2016	0
Estado de conservación	Bueno	0
	Aceptable	1
	Regular	5
	Malo	10
Características del suelo bajo la edificación	firme, seco	0
	Inundable	1
	Ciénaga	5
	Húmedo, blando, relleno	10
Topografía del sitio	A nivel, terreno plano	0
	Bajo nivel calzada	5
	Sobre nivel calzada	0
	Escarpe positivo o negativo	10
Forma de la construcción	Regular	0
	Irregular	5
	Irregularidad severa	10
Superficie de construcción	Metros cuadrados de construcción	250
Identificación	Código catastral por construcción	
SNGR	**PROMEDIOS**	**31**

Fuente: Gabriel Montalvo.

Cada valor tiene su factor de ponderación que se los puede revisar en la Tabla 9, los mismos que se utilizaron para determinar el promedio total, obteniendo un valor de 31. Este organismo emplea de igual forma que la NEC un rango determinado para establecer el grado de vulnerabilidad de una estructura, que en este caso es para una amenaza sísmica, en la Figura 38 se muestra este rango en el cual se puede determinar que la estructura presenta un bajo nivel de vulnerabilidad según SNGR. Esta metodología califica con el puntaje más bajo si la estructura es de hormigón armado considerando que estas son más resistentes a solicitaciones sísmicas que las de los otros materiales, esto lamentable en Ecuador no sucede, siendo el formato muy subjetivo deja de lado si la estructura fue o no fiscalizada garantizando que se cumplan las normas de diseño, [28].

Tabla 30: Nivel de Vulnerabilidad SNGR.

Nivel de vulnerabilidad	Puntaje
Bajo	0 a 33 puntos
Medio	34 a 66 puntos
Alto	Más de 66 puntos

Fuente: Gabriel Montalvo.

4.2.2. Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo.

Debido a la incertidumbre que existe al determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de una estructura mediante una metodología cualitativa es necesario corroborar los resultados mediante un análisis cuantitativo el mismo que consiste de un análisis dinámico, un análisis estático no lineal (PUSHOVER) y por último a través de la curva capacidad de la estructura se determina dicho grado mediante el uso de las curvas de fragilidad , para esto se ha propuesto 2 modelos estructurales, el primero cumpliendo con los requisitos sismorresistentes planteados por NEC SE DS y el segundo respetando la características actuales del edificio, así mismo se ha seleccionado dos tipos de demanda: el espectro de respuesta de la NEC y el espectro Determinista. Todo esto con el fin de mostrar como varía el grado de vulnerabilidad según las características del modelo y la demanda. Cabe recalcar que el edificio en estudio consta de 2 estructuras (Bloques) que

lo conforman separados por medio de una junta de construcción, por lo tanto, han sido modeladas por separado.

4.2.2.1. Análisis Dinámico.

Para realizar un análisis dinámico es indispensable determinar ciertos valores iniciales los cuales consisten en el periodo de vibración de la estructura, así como también el coeficiente basal estático de la misma.

Periodo de Vibración

La norma NEC SE DS plantea dos métodos para determinar el periodo de vibración de la estructura, para este caso se ha tomado el método uno el cual se determina mediante la ecuación 28, [4].

$$Ta = Ct * Hn^{\alpha} \quad \text{Ec 33}$$

Donde:

Ta = Periodo de Vibración

Ct y α = coeficiente que depende del tipo de Edificio.

Hn = Altura del edificio.

En la Tabla 31 se muestra los periodos de vibración calculados mediante este método para los dos bloques que conforman el edificio en estudio.

Tabla 31. Periodo de Vibración de los Bloques.

	Ta	unidad
Bloque 1	0.613	s
Bloque 2	0.426	s

Fuente: Gabriel Montalvo.

Coeficiente Basal estático.

Corresponde al porcentaje del peso total de la estructura aplicada como fuerza lateral en la base de esta, la norma ecuatoriana provee la siguiente ecuación para su cálculo, [4]:

$$CB = \frac{I*Sa(Ta)}{R*\Theta p*\Theta e} \quad \text{Ec 34}$$

Donde:

CB=Coeficiente Basal

Sa (Ta)=Espectro de diseño en aceleración.

Øp y ØE=Coeficientes de configuración en planta y elevación

I=Coeficiente de importancia

R=Factor de reducción de resistencia sísmica

Ta=Período de vibración

En la Tabla 32 se muestra los valores usados debido a Importancia de la Estructura, Factor de reducción, e irregularidades.

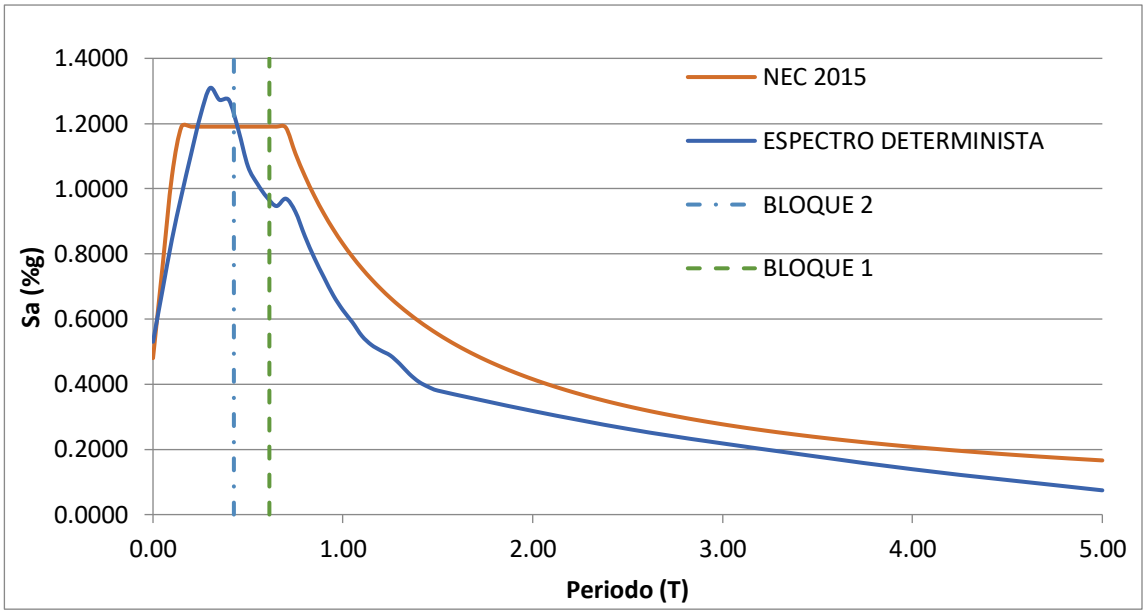
Tabla 32: Variables del Coeficiente Basal.

I	1.3	NEC SE DS 4.1
R	8	NEC SE DS 6.3.4
Φe	0.9	NEC SE DS 5.2.3
Φp	0.9	NEC SE DS 5.2.3

Fuente: Gabriel Montalvo.

Ingresando los periodos de vibración calculados para cada bloque en la gráfica del espectro de respuesta de la NEC y del espectro determinista se determina la aceleración espectral (Sa) que actúa en la estructura, esto se presenta en la Figura

Figura 38: Aceleración Espectral (Sa).



Fuente: Gabriel Montalvo

En la Tabla 33 se muestra las aceleraciones espectrales de ambos espectros para los dos bloques estudiados.

Tabla 33: Aceleración Espectral (Sa)

	NEC 2015	DETERMINISTA
BLOQUE 1	1.1904	0.9737
BLOQUE 2	1.1904	1.2721

Fuente: Gabriel Montalvo.

Una vez determinadas las aceleraciones espectrales se calcula el coeficiente basal mediante la ecuación 28 para los dos bloques en estudio.

Tabla 34: Coeficiente Basal.

	NEC 2015	DETERMINISTA
BLOQUE 1	0.2388	0.1953
BLOQUE 2	0.2388	0.2553

Fuente: Gabriel Montalvo.

4.2.2.1.1. Análisis dinámico Modelo 1.

El modelo 1 representa a las 2 estructuras (Bloque 1 – Bloque 2) que conforman el edificio con sus secciones tanto de vigas, columnas y muros en el estado actual, al cual se verificara si cumplen o no con los parámetros sismorresistentes de la NEC SE DS, [4].

Características de las estructuras.

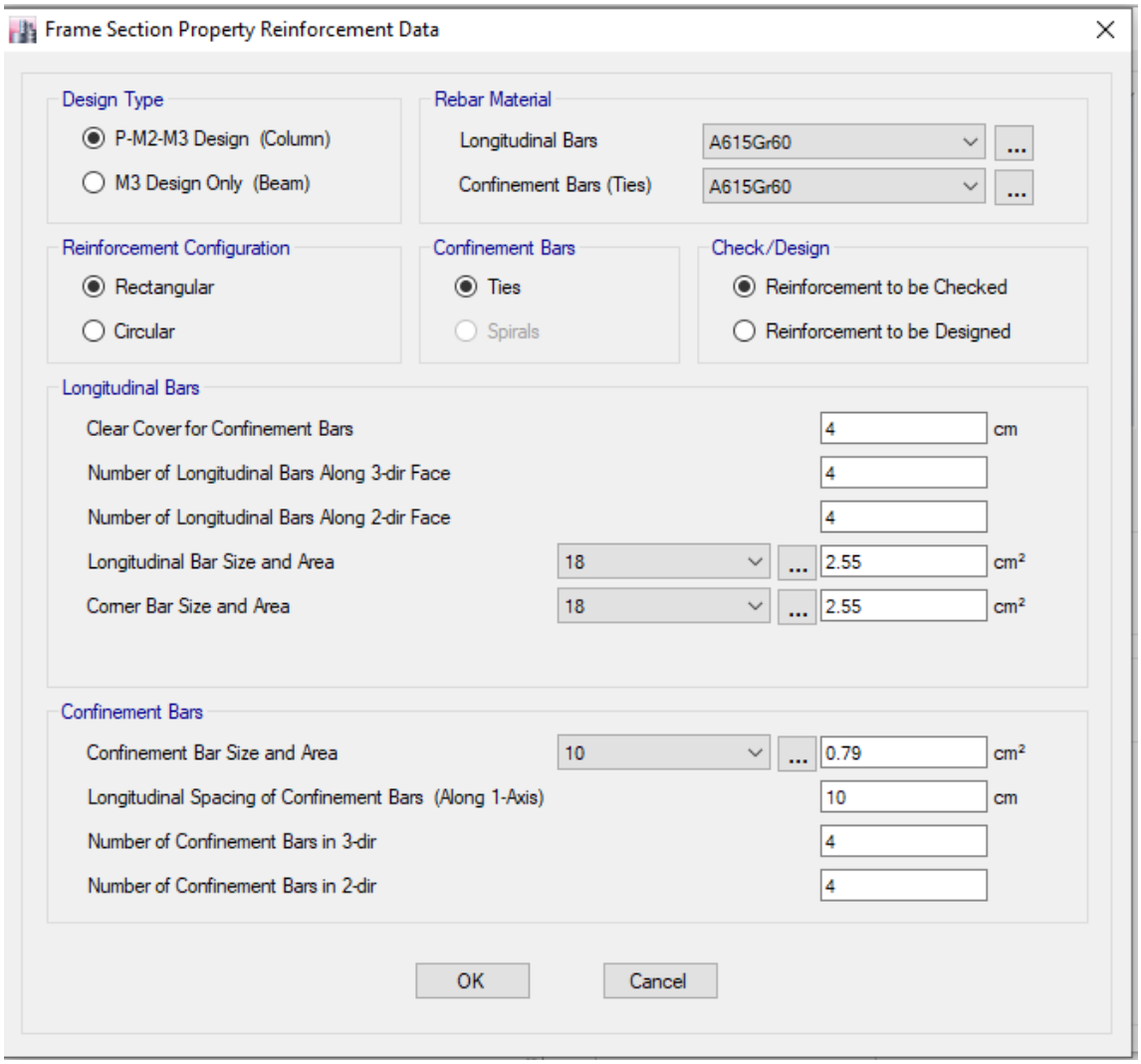
Tabla 35: Características Estructurales del Modelo 1.

Tipo de estructura		Pórticos de hormigón armado con muros estructurales
Distribución en Planta		Irregular
Distribución en elevacion		Irregular
F´c	280	Kg/cm2
E	219204.927	Kg/cm2
BLOQUE 1		
Columnas	55 x 55	cm
Col Circular	55	cm
Vigas X	35 x 45	cm
Vigas Y	35 x 45	cm
Losa	25	cm
Muro	25	cm
BLOQUE 2		
Columnas	50 x 50	cm
Vigas X	35 x 45	cm
Vigas Y	35 x 45	cm
Losa	25	cm
Muro	25	cm

Fuente: Gabriel Montalvo.

Cabe recalcar que en la tabla 24 y 25 se muestra las cantidades de acero que han sido colocadas en la definición de secciones tanto en vigas como columnas de la estructura, en la figura 51 y 52 se indica como se definieron estos refuerzos en el software ETABS 2016

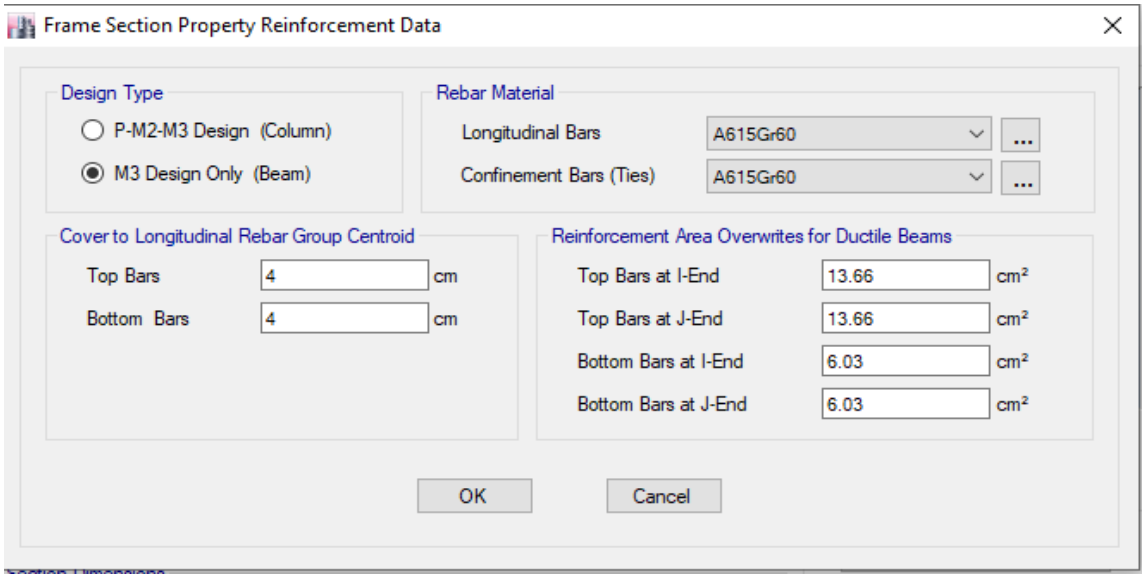
Figura 39: Definición de cantidad de Acero en Columna.



Fuente: ETABS 2016

La Figura 39 muestra la definición de aceros de una columna cuadrada, donde basándose en la Tabla 25 se ha colocado 12 aceros de 18mm de diámetro. Así como también estribos a cada 10 cm ubicando 4 ramales en cada dirección.

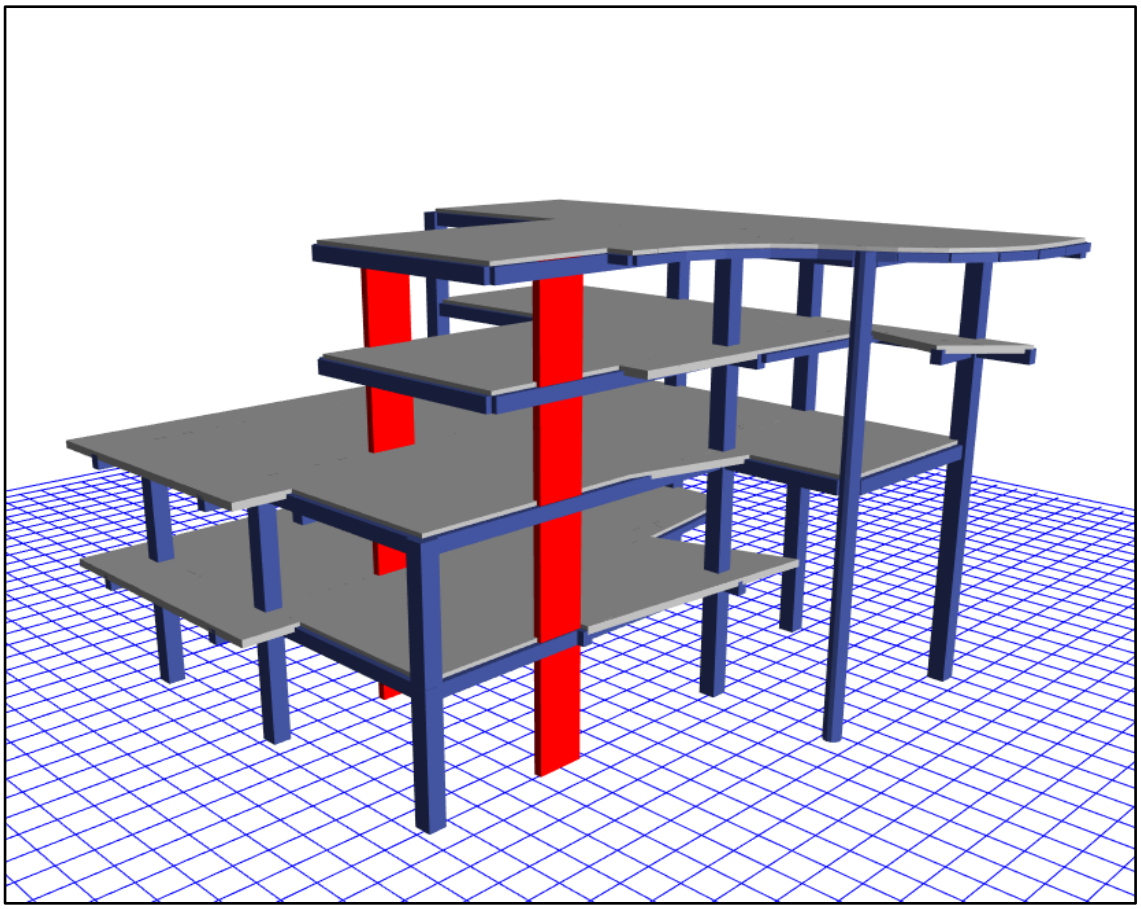
Figura 40: Definición de cantidad de Acero en Vigas.



Fuente: ETABS 2016

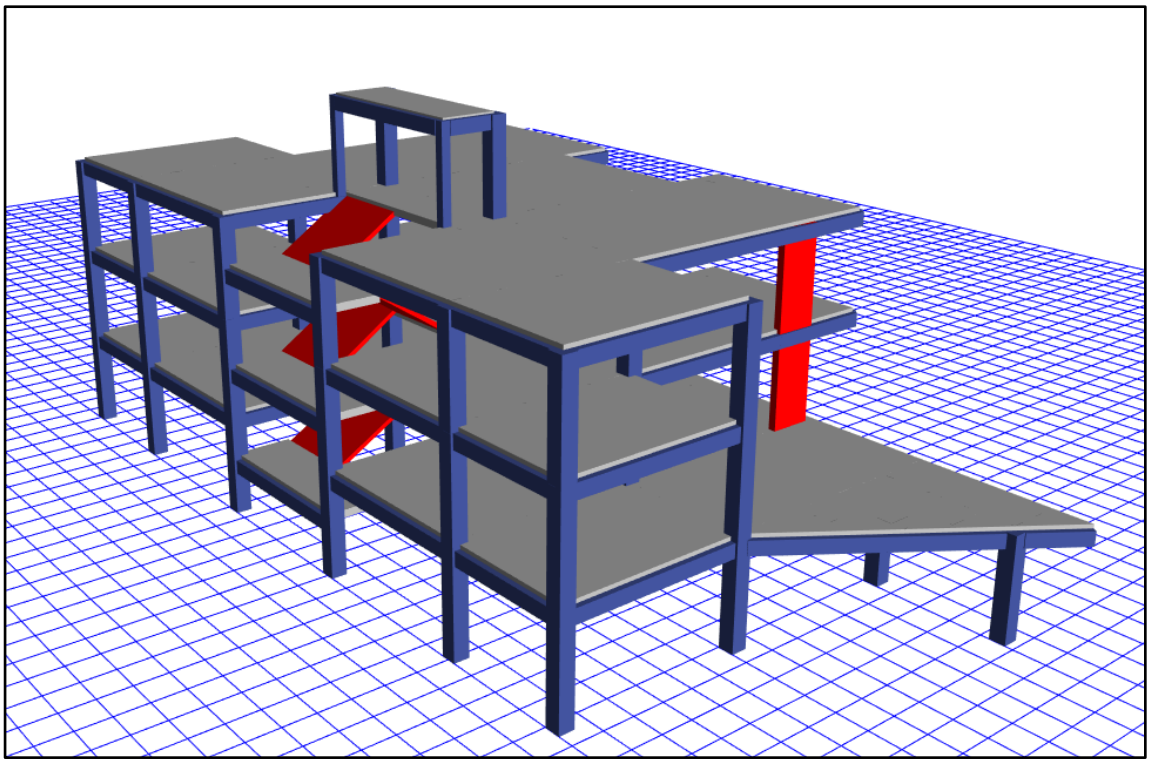
En la Figura 40 se muestra la definición de acero en Vigas, ubicando 13.66 cm2 de acero en la parte superior de la sección en el inicio y fin del elemento, así mismo 6.03 cm2 de acero en la parte inferior de la sección, de igual manera que las columnas estos datos se basan de la tabla 24 y pueden ser verificados en el Anexo C de los planos estructurales

Figura 41: Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 42: Vista Isométrica del Modelo 1 Bloque 2.



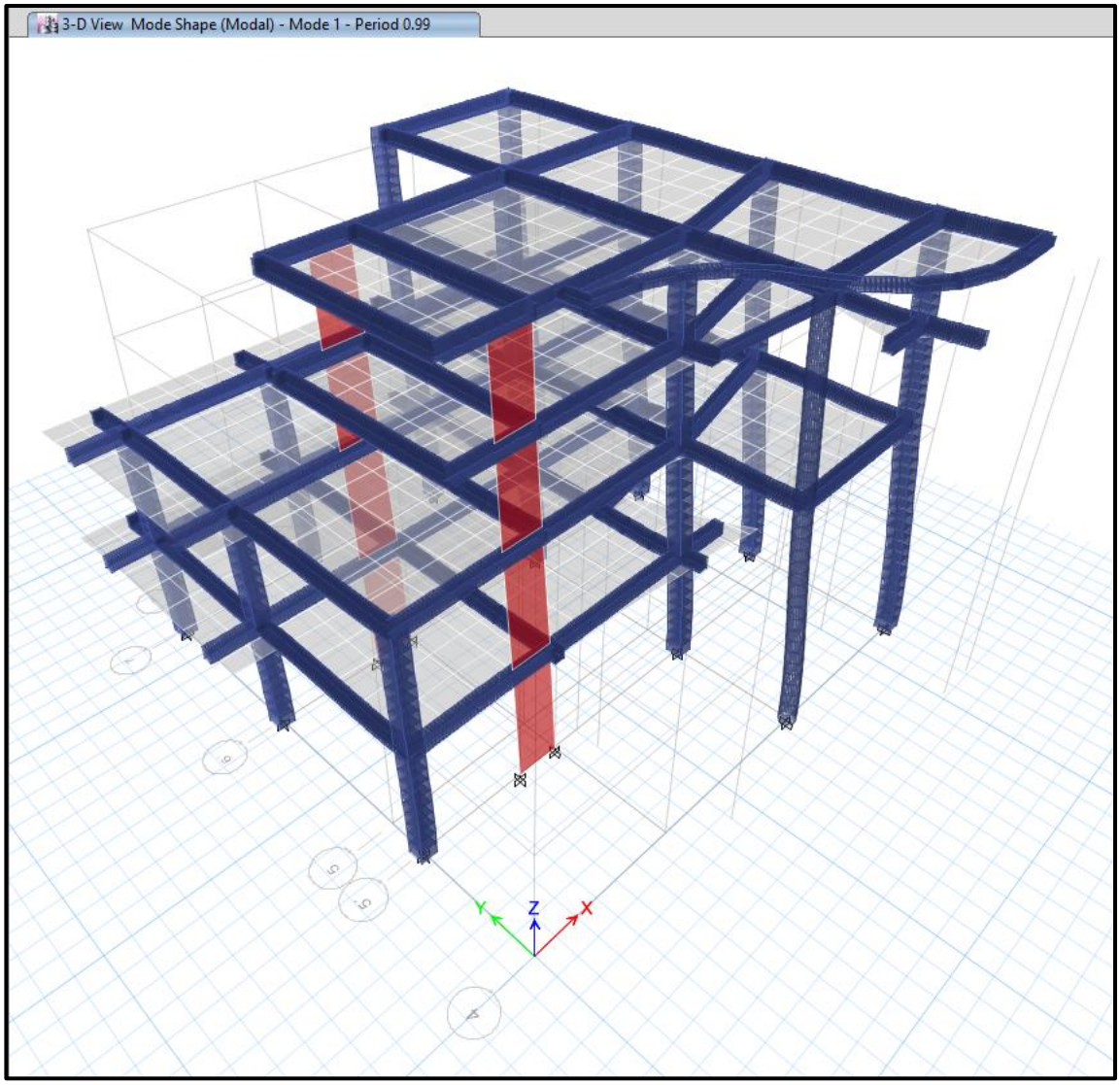
Fuente: ETABS 2016

Para verificar que la estructura tenga un óptimo desempeño ante un evento sísmico se recomienda que cumpla con los siguientes chequeos:

1. **Periodo de Vibración.**

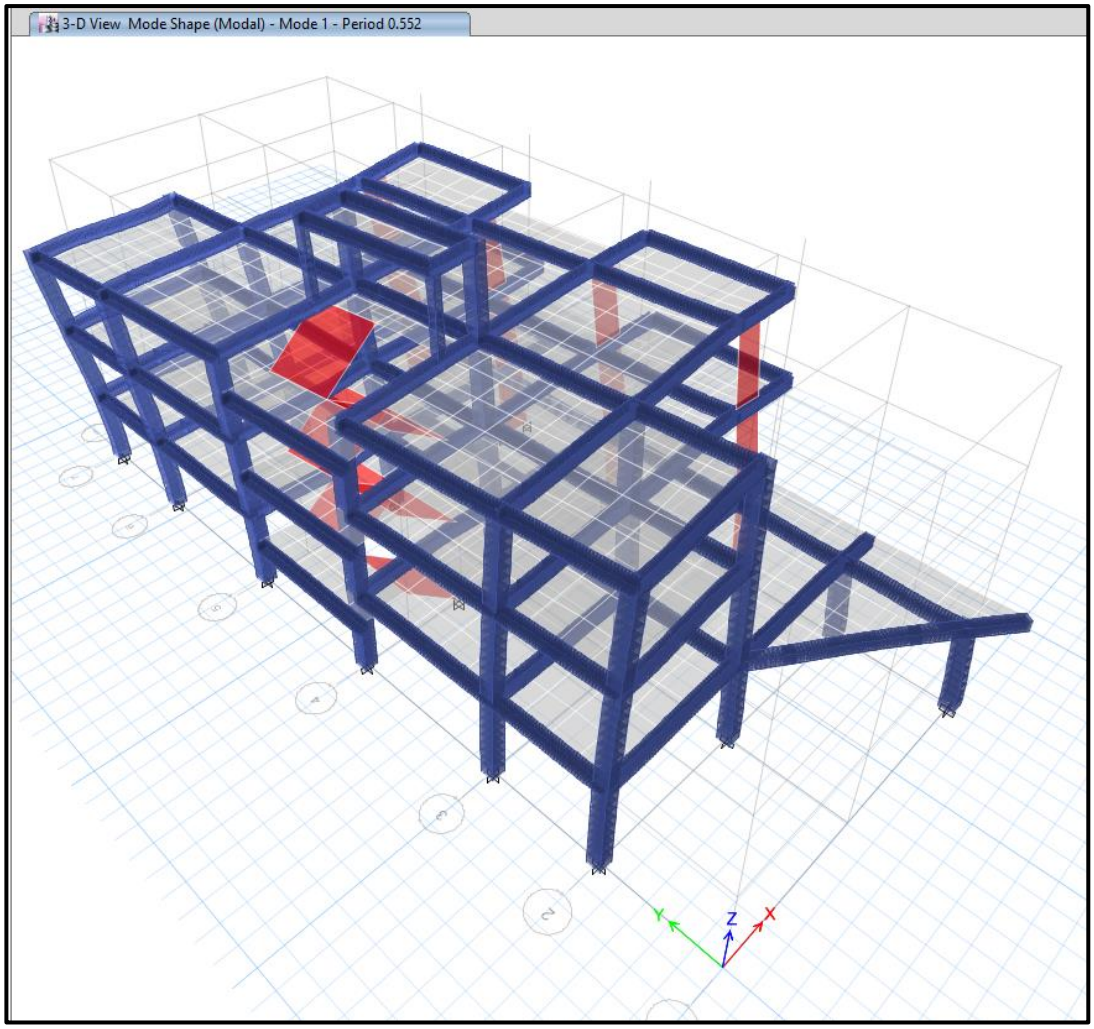
   En la figura 43 y 44 se muestra el periodo de vibración fundamental de la estructura calculado mediante un análisis modal, según la NEC este periodo no puede ser mayor a 1.3 veces el periodo calculado mediante la ecuación 33.

Figura 43: Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 44: Periodo de Vibración Modelo 1 Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016

Tabla 36: Periodos de Vibración Modelo 1

	BLOQUE 1	BLOQUE 2
Ta (s)	0.613	0.426
1.3*Ta	0.797	0.554
T (Modal)	0.900	0.552
NO CUMPLE		

Fuente: Gabriel Montalvo

Como se puede ver en la tabla 36 el Bloque 1 no cumple con este parámetro ya que su periodo de vibración es alto, superando a la restricción de la norma de no exceder en un 30 % el periodo de vibración calculado mediante la ecuación 33, esto significa que el bloque es muy flexible y se tiene que rigidizar incrementando secciones, caso contrario sucede con el bloque 2 que se encuentra por debajo de este límite

2. **Masas Acumuladas.**

La Norma Ecuatoriana exige que el número de modos de vibración a utilizar en un análisis dinámico deben ser los necesarios para que involucre la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90 % de la masa total de la estructura en sus direcciones ortogonales principales, [4].

Tabla 37: Masas Acumuladas Modelo 1 Bloque 1.

Mode	Period	Sum UX	Sum UY
	sec		
1	0.99	0.0003	0.8118
2	0.794	0.4287	0.8281
3	0.682	0.7796	0.8433
4	0.34	0.7801	0.9278
5	0.249	0.8203	0.941
6	0.217	0.9187	0.9424
7	0.166	0.9189	0.9561
8	0.159	0.9189	0.9907
9	0.152	0.9189	0.9911
10	0.142	0.919	0.992
11	0.138	0.919	0.9926
12	0.135	0.9196	0.9927

Fuente: Gabriel Montalvo

En este bloque las masas acumuladas cumplen en el sexto modo para el eje X y en el cuarto modo para el eje Y, en ambos casos dentro de los modos considerados en el análisis.

Tabla 38: Masas Acumuladas Modelo 1 Bloque 2.

Mode	Period	Sum UX	Sum UY
	sec		
1	0.99	0.0003	0.8118
2	0.794	0.4287	0.8281
3	0.682	0.7796	0.8433
4	0.34	0.7801	0.9278
5	0.249	0.8203	0.941
6	0.217	0.9187	0.9424
7	0.166	0.9189	0.9561
8	0.159	0.9189	0.9907
9	0.152	0.9189	0.9911
10	0.142	0.919	0.992
11	0.138	0.919	0.9926
12	0.135	0.9196	0.9927

Fuente: Gabriel Montalvo

En este bloque las masas acumuladas cumplen en el sexto modo para el eje X y en el cuarto modo para el eje Y, en ambos casos dentro de los modos considerados en el análisis.

3. **Comportamiento de la Estructura.**

Se recomienda que la estructura tenga un movimiento traslacional en los dos primeros modos de vibración, para esto la relación entre el giro en Z de la estructura para el máximo valor de desplazamiento ya sea en X o Y sean menor a 30%, caso contrario su comportamiento será torsional, [4].

Tabla 39: Tipo de Comportamiento Modelo 1 Bloque 1.

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	%	TIPO
		sec					
Modal	1	0.99	0.0003	0.8118	0.051	6.28%	**TRASLACIONAL**
Modal	2	0.794	0.4284	0.0164	0.3462	80.81%	**TORSIONAL**
Modal	3	0.682	0.0013	0.0152	0.4025	2648.03%	**TORSIONAL**

Fuente: Gabriel Montalvo

Tabla 40: Tipo de Comportamiento Modelo 1 Bloque 2.

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	%	TIPO
		sec					
Modal	1	0.552	0.0003	0.5186	0.2344	45.20%	TORSIONAL
Modal	2	0.464	0.737	0.0007	0.0003	0.04%	TRASLACIONAL
Modal	3	0.399	0.0013	0.2828	0.4674	165.28%	TORSIONAL

Fuente: Gabriel Montalvo

En el Bloque 1 y 2 según la Tabla 39 y 40 se produce un comportamiento torsional en el segundo y primer modo de vibración respectivamente, cuando esto sucede se recomienda incrementar secciones para lograr encontrar el comportamiento deseado según la NEC, en estos casos podría ser de utilidad columnas con secciones rectangulares como ejemplo.

4. Derivas de Piso.

Según la norma local se espera que la deriva inelástica de piso no sea mayor al 0.02 o 2% para estructuras de hormigón armado, para esto mediante la ecuación 31 se transforma la deriva elástica calculada a deriva inelástica, [4].

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \quad \text{Ec 34}$$

Donde:

$\Delta M =$ Deriva Inelástica.

$\Delta E =$ Deriva Elástica.

R = factor de reducción de resistencia.

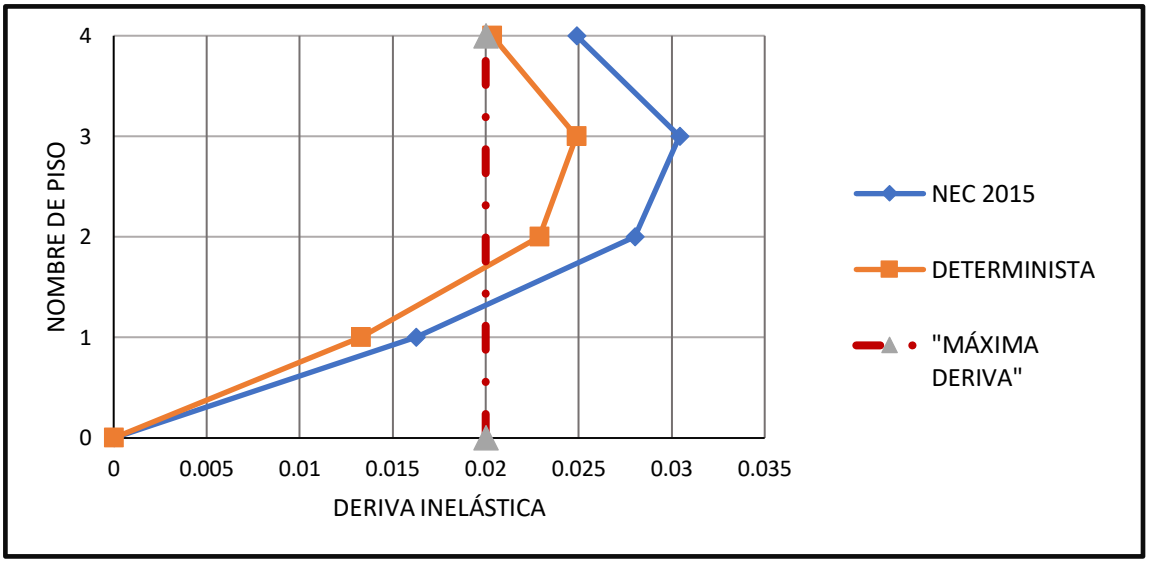
Derivas causadas por cortantes estáticos.

Tabla 41: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 1.

ESTATICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX	0.004147	0.024882	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX	0.00507	0.03042	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX	0.004668	0.028008	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX	0.002708	0.016248	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.003391	0.020346	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.004146	0.024876	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.003818	0.022908	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.002214	0.013284	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SY	0.004221	0.025326	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	SY	0.006443	0.038658	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	SY	0.009595	0.05757	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SY	0.007028	0.042168	**NO CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.003452	0.020712	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.005269	0.031614	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.007847	0.047082	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.005748	0.034488	**NO CUMPLE**

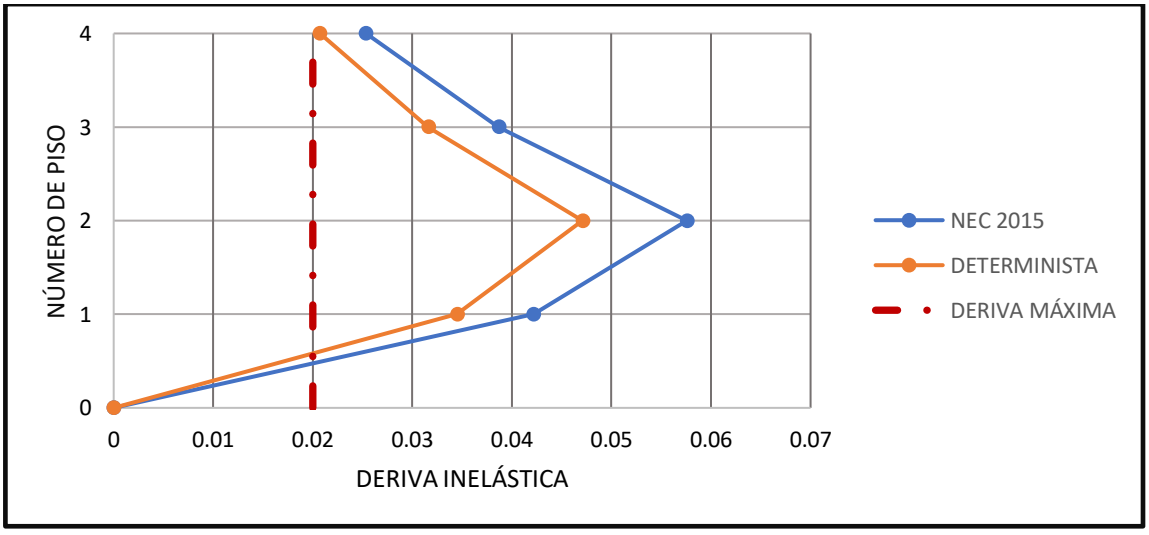
Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 45: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1, Bloque 1, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 46: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 1 Sentido Y.



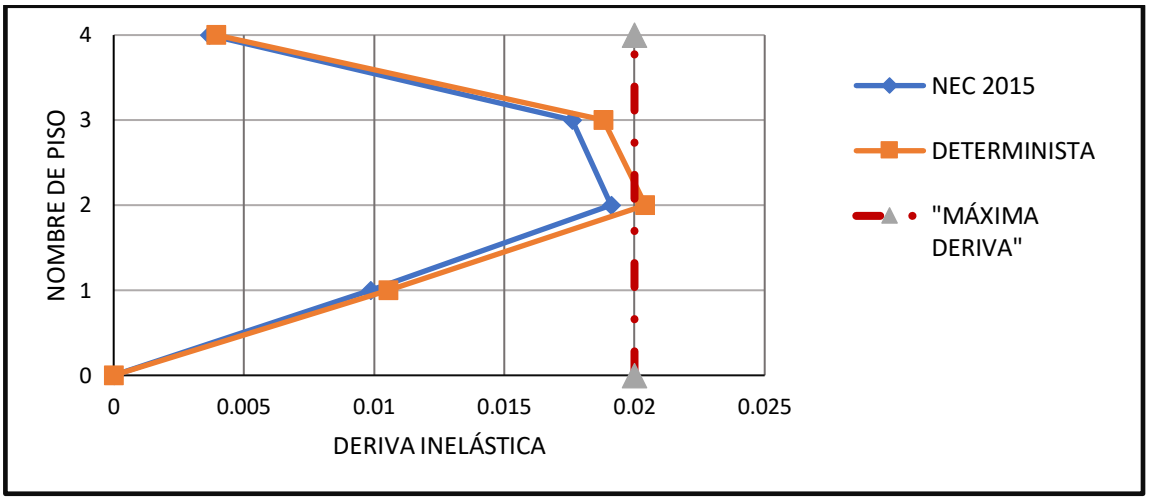
Fuente: Gabriel Montalvo

Tabla 42: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 2.

ESTATICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX	0.000613	0.003678	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX	0.002934	0.017604	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX	0.003183	0.019098	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX	0.001644	0.009864	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.000656	0.003936	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.003136	0.018816	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.003403	0.020418	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.001758	0.010548	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SY	0.000801	0.004806	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SY	0.003421	0.020526	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	SY	0.004287	0.025722	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SY	0.002384	0.014304	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.000857	0.005142	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.003657	0.021942	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.004583	0.027498	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.002548	0.015288	**CUMPLE**

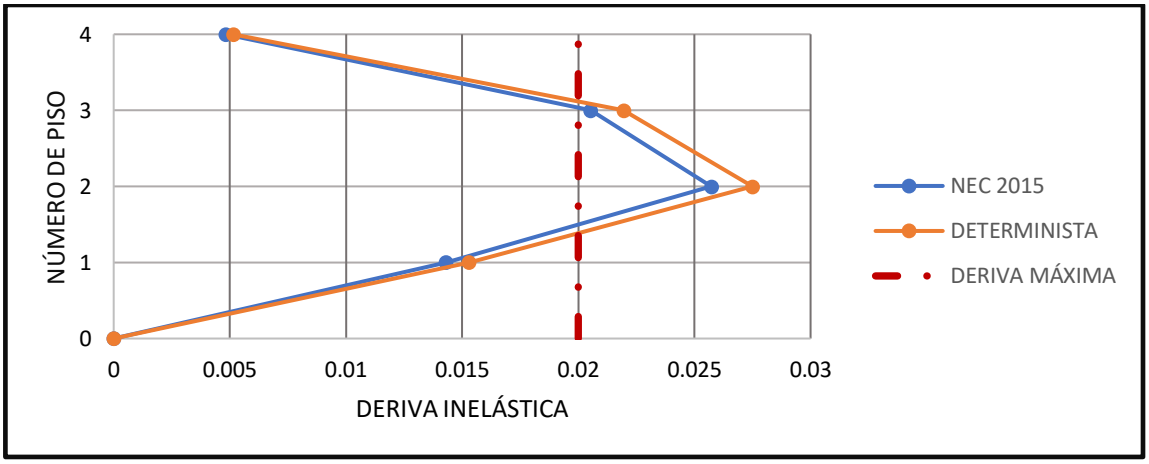
Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 47: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 2 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 48: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 1 Bloque 2 Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo

Como se puede verificar en las Figuras 45, 46, 47 y 48 las derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos superan el 2% que exige la norma, por tanto, no cumple este parámetro, en estos casos es recomendable incrementar secciones de columnas y si no es posible se puede optar por algún sistema que absorba carga lateral como puede ser muros de corte.

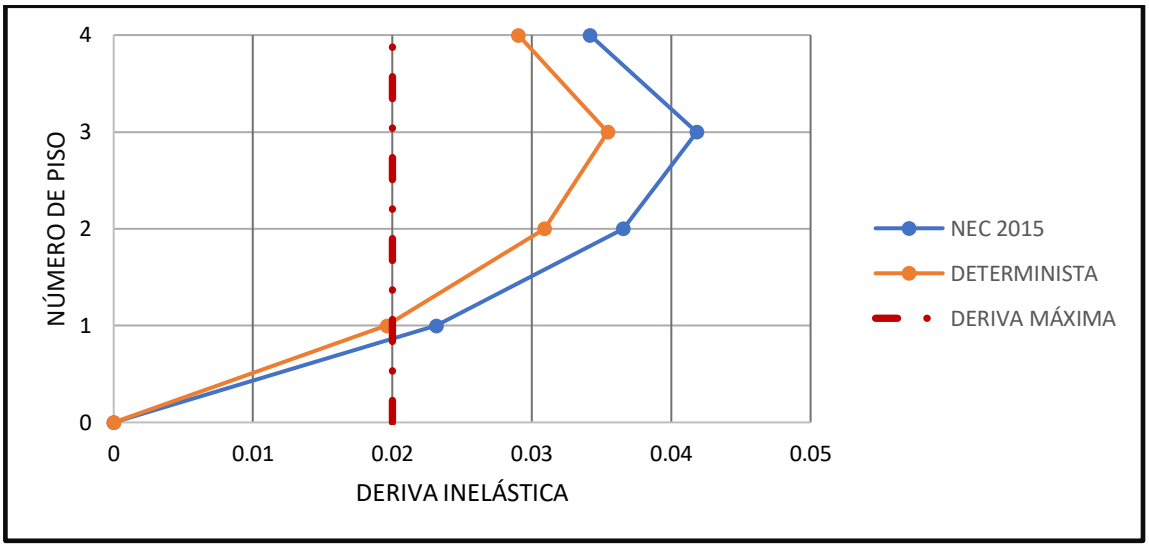
Derivas causadas por cortantes dinámicos.

Tabla 43: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 1.

DINÁMICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X Max	0.005696	0.034176	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X Max	0.006972	0.041832	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X Max	0.006093	0.036558	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X Max	0.003859	0.023154	**NO CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X DET Max	0.004836	0.029016	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X DET Max	0.005907	0.035442	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X DET Max	0.005151	0.030906	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X DET Max	0.003265	0.01959	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y Max	0.005051	0.030306	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y Max	0.005987	0.035922	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y Max	0.008753	0.052518	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y Max	0.006432	0.038592	**NO CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y DET Max	0.004229	0.025374	**NO CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y DET Max	0.004881	0.029286	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y DET Max	0.007058	0.042348	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y DET Max	0.00519	0.03114	**NO CUMPLE**

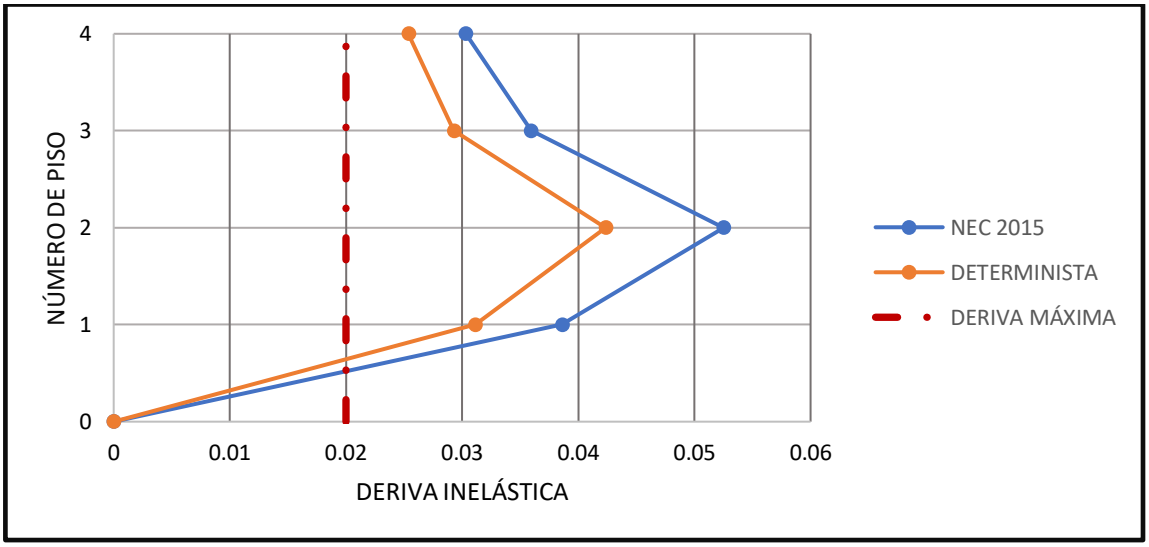
Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 49: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 1 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 50: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 1 Sentido Y.



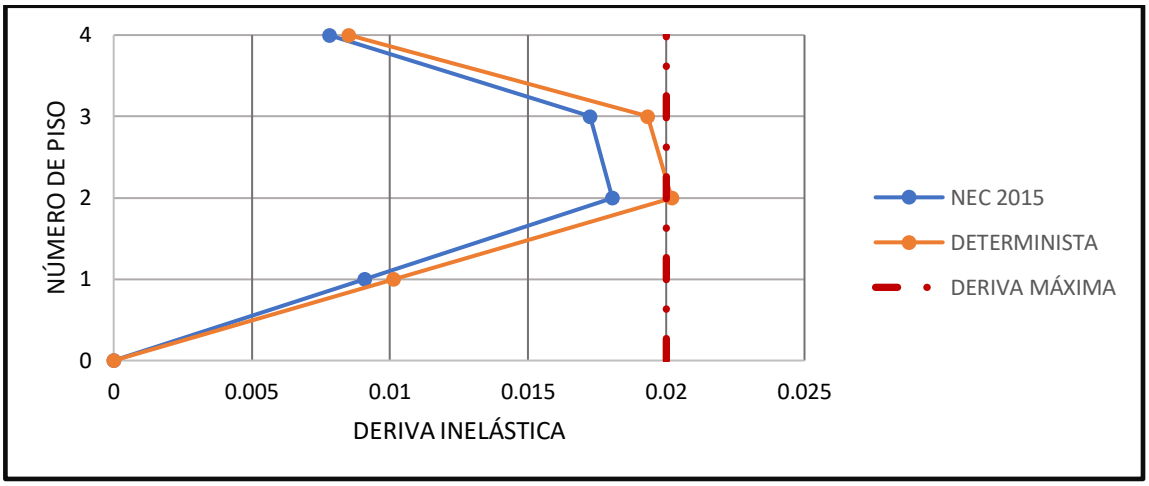
Fuente: Gabriel Montalvo

Tabla 44: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 2.

DINÁMICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X Max	0.001299	0.007794	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X Max	0.002873	0.017238	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X Max	0.003008	0.018048	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X Max	0.001511	0.009066	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X DET Max	0.001417	0.008502	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X DET Max	0.00322	0.01932	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X DET Max	0.003366	0.020196	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X DET Max	0.001688	0.010128	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y Max	0.001247	0.007482	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y Max	0.004373	0.026238	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y Max	0.004962	0.029772	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y Max	0.002418	0.014508	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y DET Max	0.00132	0.00792	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y DET Max	0.004527	0.027162	**NO CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y DET Max	0.005122	0.030732	**NO CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y DET Max	0.002499	0.014994	**CUMPLE**

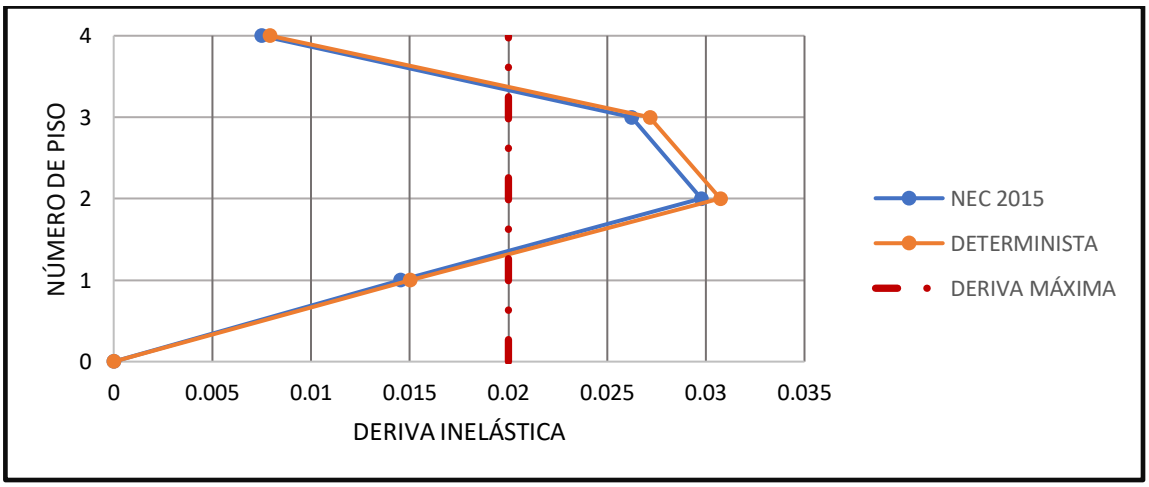
Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 51: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 2 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 52: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 1 Bloque 2 Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo

Al igual que para el caso de derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos la deriva sobrepasa el 2% que exige la norma, por tanto, la estructura no cumple con los parámetros sismorresistentes que plantea la NEC SE DS, siendo de un comportamiento pobre y muy vulnerable ante eventos sísmicos.

5. **Validación de Análisis Dinámico.**

La norma establece que el valor del cortante dinámico total no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructurales regulares y 85% para estructuras irregulares, caso contrario debe ser ajustado para validar el análisis dinámico, [4].

Tabla 45: Validación de Análisis Dinámico Modelo 1.

BLOQUE 1				
SENTIDO X				
	ESTÁTICO	DINÁMICO	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	255.55	221.21	86.6%	CUMPLE
DETERMINISTA	209.59	181.47	86.6%	CUMPLE
SENTIDO Y				
	ESTÁTICO	DINÁMICO	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	255.55	220.4	86.2%	CUMPLE
DETERMINISTA	209.59	178.76	85.3%	CUMPLE
BLOQUE 2				
SENTIDO X				
	ESTÁTICO	DINÁMICO	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	279.69	241.97	86.5%	CUMPLE
DETERMINISTA	299.02	265.92	88.9%	CUMPLE
SENTIDO Y				
	ESTÁTICO	DINÁMICO	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	279.69	239.14	85.5%	CUMPLE
DETERMINISTA	299.02	258.19	86.3%	CUMPLE

Fuente: Gabriel Montalvo

Como se indicó en la Tabla 35 la estructura presenta irregularidades en planta y elevación, por tanto, el cortante dinámico no debe ser menor del 85% del cortante estático. En la tabla 45 se puede ver que en ninguno de los casos el porcentaje de relación entre estos dos cortantes es menor a 85% así que se valida el análisis dinámico antes mostrado, así mismo se puede concluir que los bloques no cumplen con los parámetros sismorresistentes sugeridos por la NEC SE DS.

4.2.2.1.2. Análisis Dinámico Modelo 2.

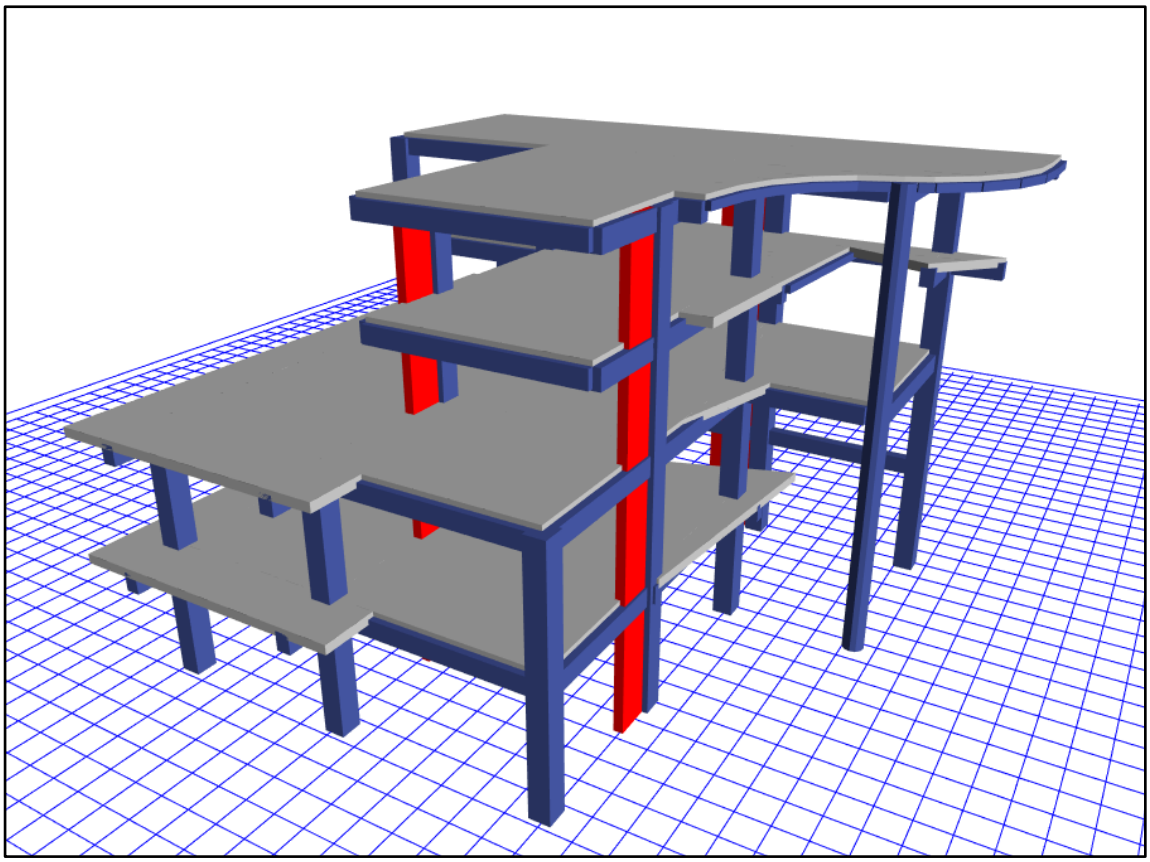
El modelo 2 representa a las 2 estructuras (Bloque 1 – Bloque 2) que conforman el edificio con sus secciones tanto de vigas, columnas y muros modificadas sin alterar la funcionalidad arquitectónica del mismo, esto con el fin de cumplir con los parámetros sismorresistentes planteados por la NEC SE DS

Tabla 46: Características Estructurales del Modelo 2.

Tipo de estructura		Pórticos de hormigón armado con muros estructurales
Distribución en Planta		Irregular
Distribución en elevación		Irregular
F´c	280	Kg/cm2
E	219204.927	Kg/cm2
BLOQUE 1		
Columnas	65 x 70	cm
Col Circular	70	cm
Vigas X	45 x 60	cm
Vigas Y	40 x 55	cm
Losa	25	cm
Muro	30	cm
BLOQUE 2		
Columnas	55 x 55	cm
Vigas X	35 x 50	cm
Vigas Y	35 x 50	cm
Losa	25	cm
Muro	25	cm

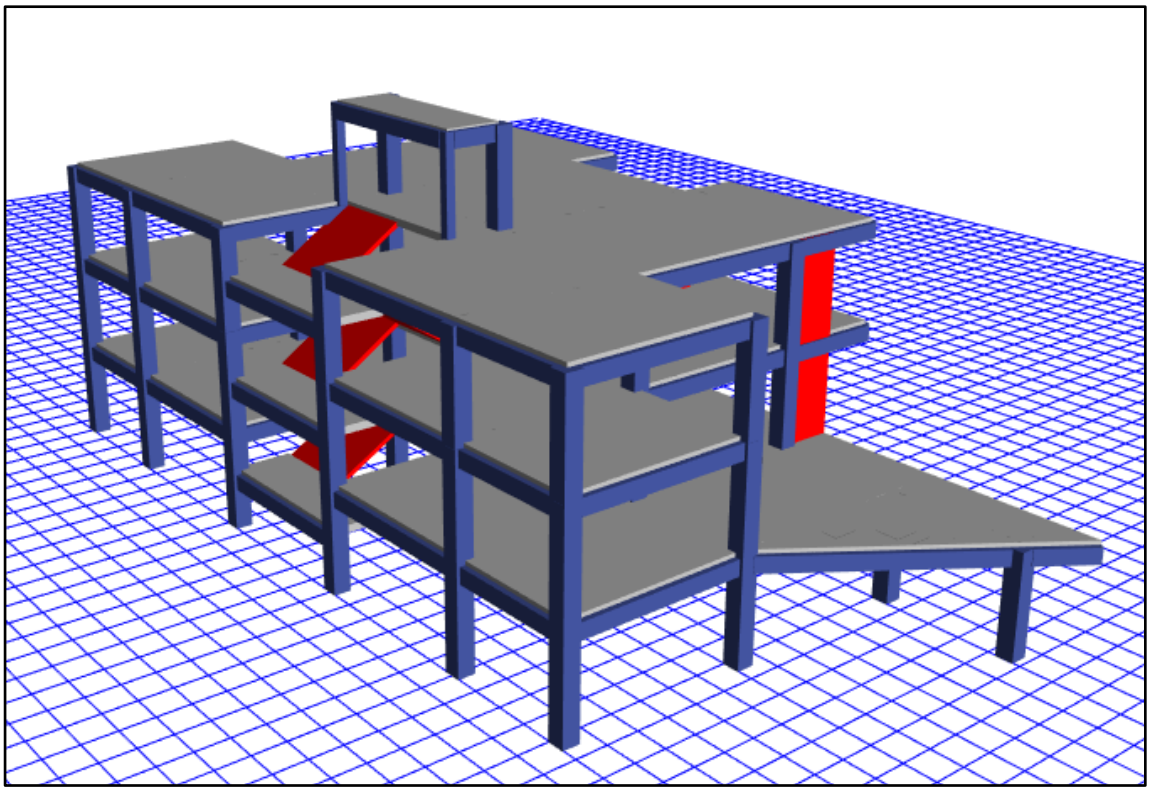
Fuente: Gabriel Montalvo

Figura 53: Vista Isométrica del Modelo 2 Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 54: Vista Isométrica del Modelo 2 Bloque 2.

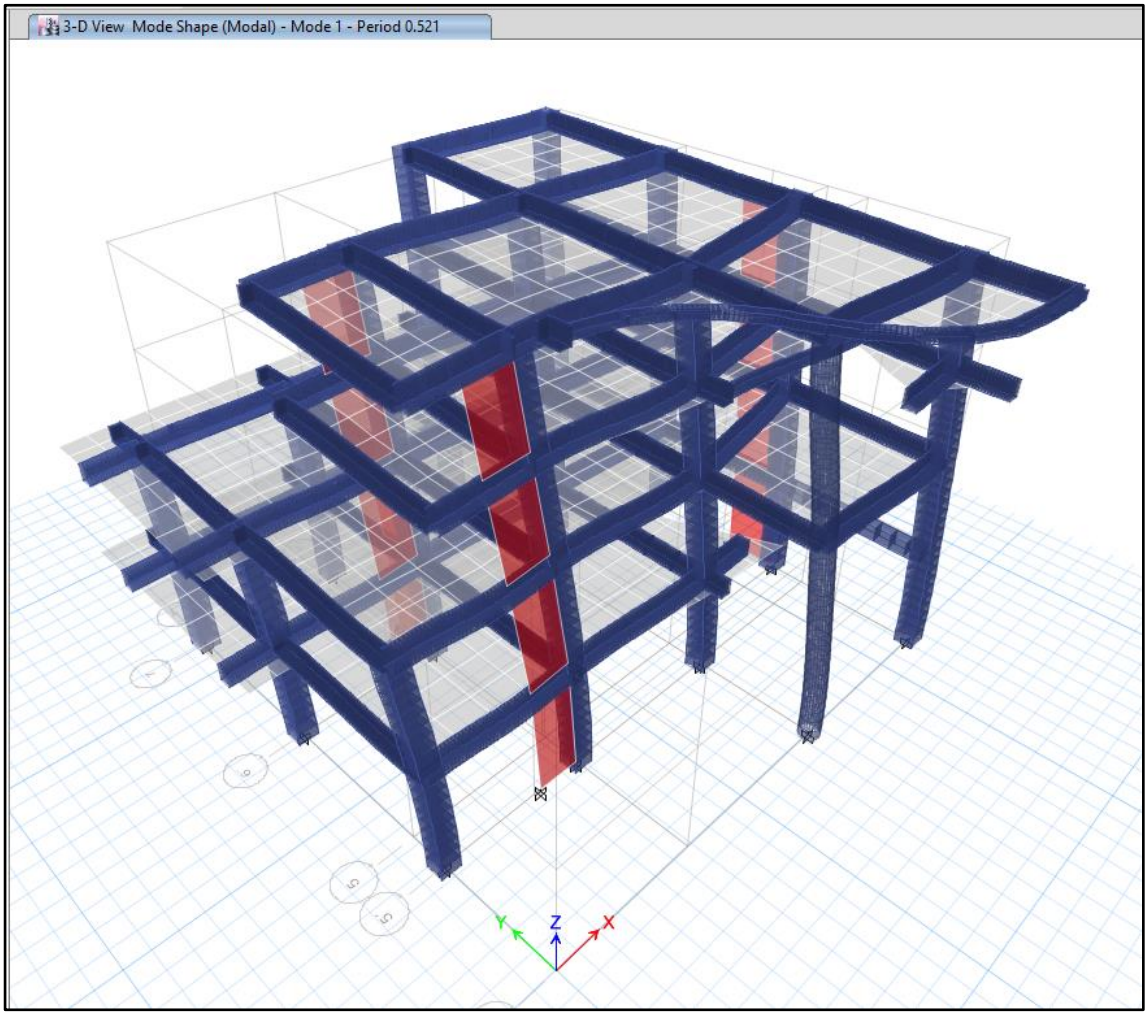


Fuente: ETABS 2016

1. **Periodo de vibración.**

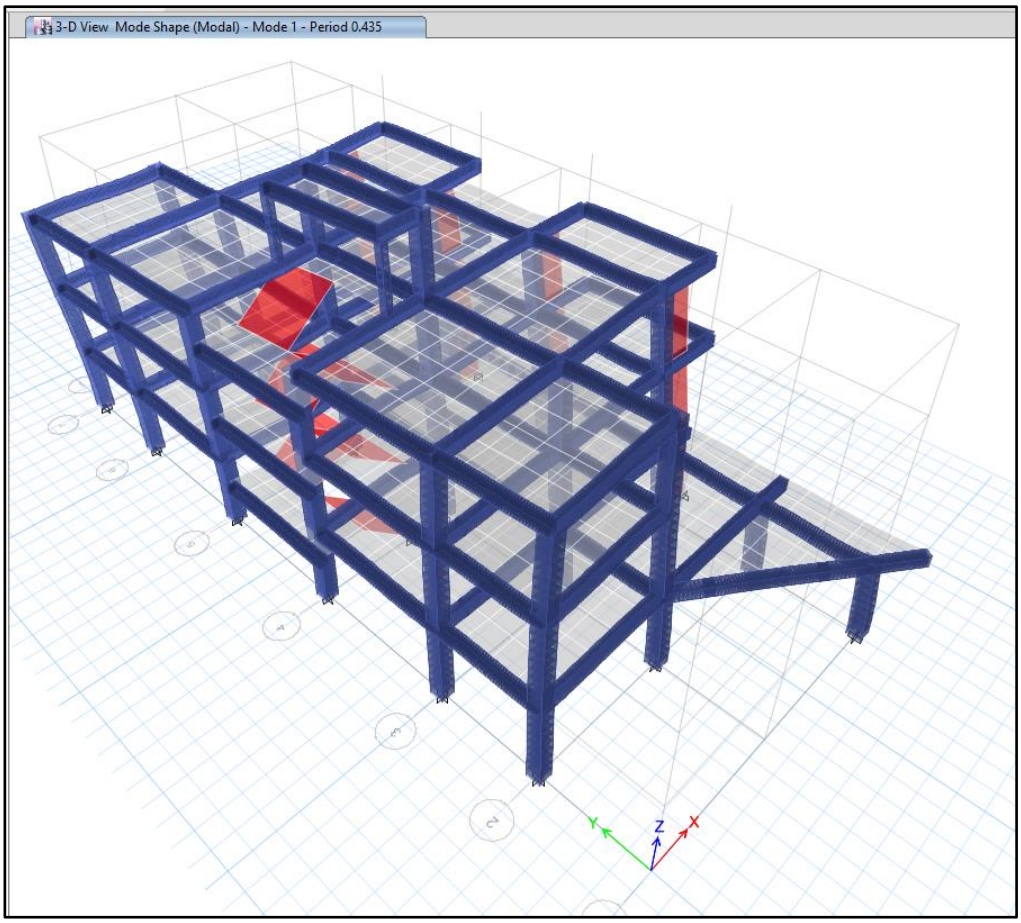
En la figura 55 y 56 se muestra el periodo de vibración fundamental de la estructura calculado mediante un análisis modal, según la NEC este periodo no puede ser mayor a 1.3 veces el periodo calculado mediante la ecuación 33, como también se indicó en el análisis del Modelo 1.

Figura 55: Periodo de Vibración Modelo 2 Bloque 1.



Fuente: ETABS 2016

Figura 56: Periodo de Vibración Modelo 2 Bloque 2.



Fuente: ETABS 2016.

Tabla 47: Periodo de Vibración Modelo 2.

	BLOQUE 1	BLOQUE 2
Ta	0.613	0.426
1.3 * Ta	0.797	0.554
T (Modal)	0.521	0.435
OBSERV	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se puede ver en la tabla 47 los periodos de vibración de los dos bloques calculados mediante un análisis modal no superan el 1.3 veces del calculado mediante la ecuación 33, por tanto, cumple el primer chequeo, caso contrario si excediese este límite significa que la estructura es muy flexible y necesariamente habría que rigidizarla.

2. Masas Acumuladas.

Tabla 48: Masas Acumuladas Modelo 2 Bloque 1.

Mode	Period	Sum UX	Sum UY
	sec		
1	0.521	0.4783	0.1845
2	0.482	0.6376	0.7442
3	0.41	0.7692	0.7442
4	0.19	0.7709	0.8533
5	0.149	0.9213	0.8564
6	0.134	0.9213	0.8607
7	0.111	0.9219	0.9033
8	0.08	0.9321	0.9033
9	0.075	0.9335	0.9383
10	0.061	0.962	0.9452
11	0.054	0.9846	0.984
12	0.045	0.9964	0.9966

Fuente: Gabriel Montalvo.

En este bloque las masas acumuladas cumplen en el quinto modo para el eje X y en el séptimo modo para el eje Y, en ambos casos dentro de los modos considerados en el análisis.

Tabla 49: Masas Acumuladas Modelo 2 Bloque 2.

Mode	Period	Sum UX	Sum UY
	sec		
1	0.435	0.0001	0.6789
2	0.347	0.7131	0.6797
3	0.33	0.7153	0.7984
4	0.141	0.7153	0.934
5	0.112	0.7708	0.9351
6	0.103	0.7717	0.9351
7	0.083	0.781	0.989
8	0.076	0.9696	0.9908
9	0.068	0.9717	0.9908

Fuente: Gabriel Montalvo.

En este bloque las masas acumuladas cumplen en el octavo modo para el eje X y en el cuarto modo para el eje Y, en ambos casos dentro de los modos considerados en el análisis

3. Comportamiento de la Estructura.

Tabla 50: Tipos de Comportamiento Modelo 2 Bloque 1.

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	%	TIPO
		sec					
Modal	1	0.521	0.4783	0.1845	0.0895	18.71%	**TRASLACIONAL**
Modal	2	0.482	0.1593	0.5597	0.0576	10.29%	**TRASLACIONAL**
Modal	3	0.41	0.0013	0.0001	0.6102	46938.46%	**TORSIONAL**

Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 51: Tipos de Comportamiento Modelo 2 Bloque 2.

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	%	TIPO
		sec					
Modal	1	0.435	0.0001	0.6789	0.0944	13.90%	**TRASLACIONAL**
Modal	2	0.347	0.713	0.0008	0.0025	0.35%	**TRASLACIONAL**
Modal	3	0.33	0.0013	0.1187	0.5992	504.80%	**TORSIONAL**

Fuente: Gabriel Montalvo.

En ambos bloques el comportamiento esperado es traslacional en los dos primeros modos de vibración, por ende, cumple la estructura con este criterio de la NEC.

4. **Derivas de Piso.**

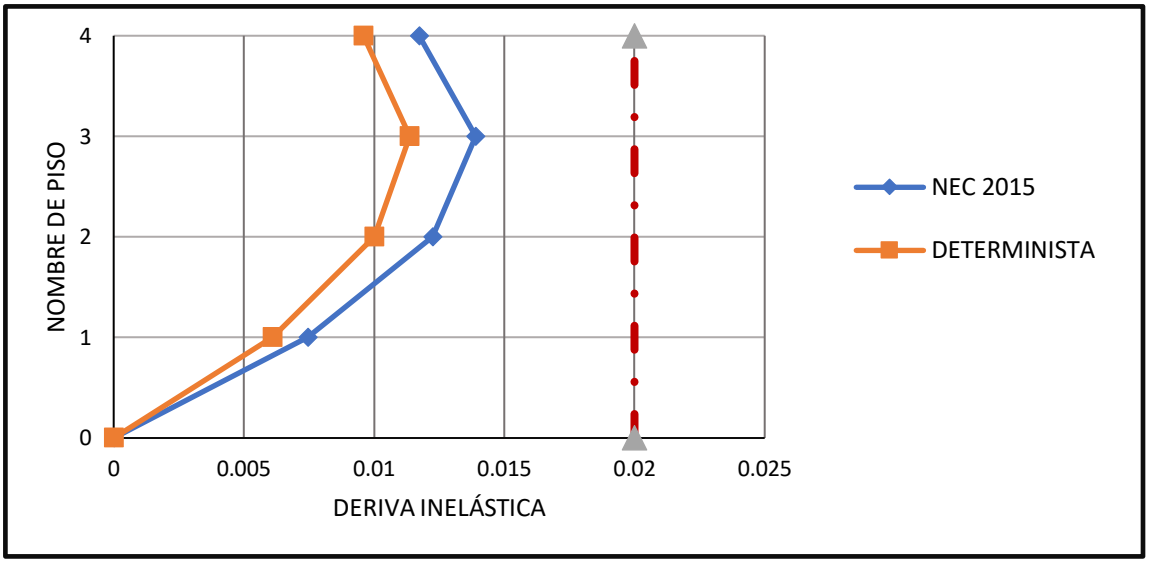
Derivas causadas por Cortantes Estáticos.

Tabla 52: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 1.

ESTATICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX	0.001955	0.01173	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX	0.002317	0.013902	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX	0.00204	0.01224	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX	0.001243	0.007458	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.001599	0.009594	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.001895	0.01137	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.001668	0.010008	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.001016	0.006096	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SY	0.002052	0.012312	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SY	0.002317	0.013902	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SY	0.002098	0.012588	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SY	0.001183	0.007098	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.001678	0.010068	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.001895	0.01137	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.001716	0.010296	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.000967	0.005802	**CUMPLE**

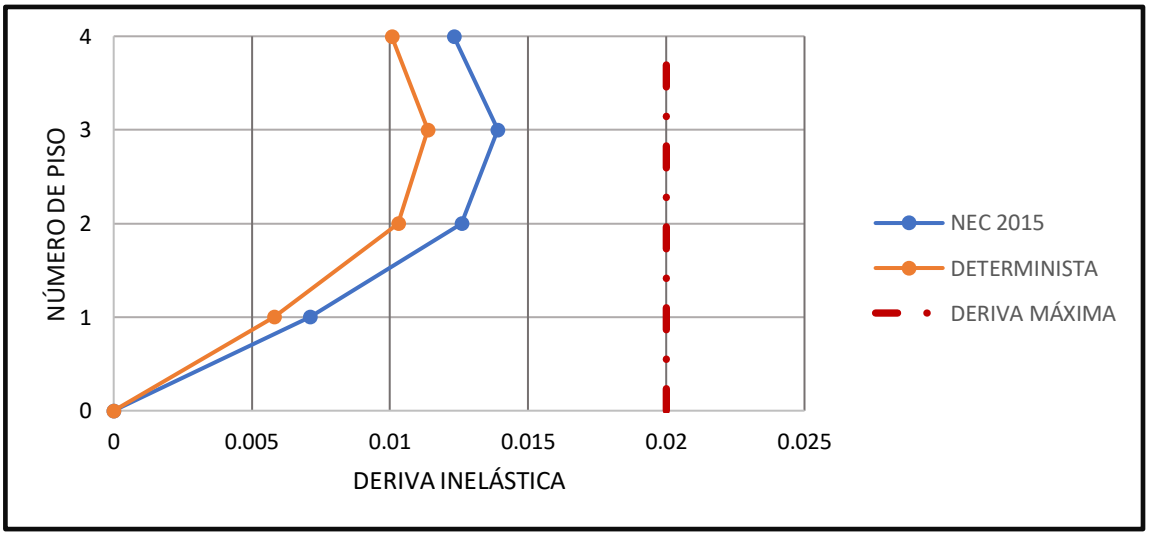
Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 57: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 1 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 58: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 1 Sentido Y.



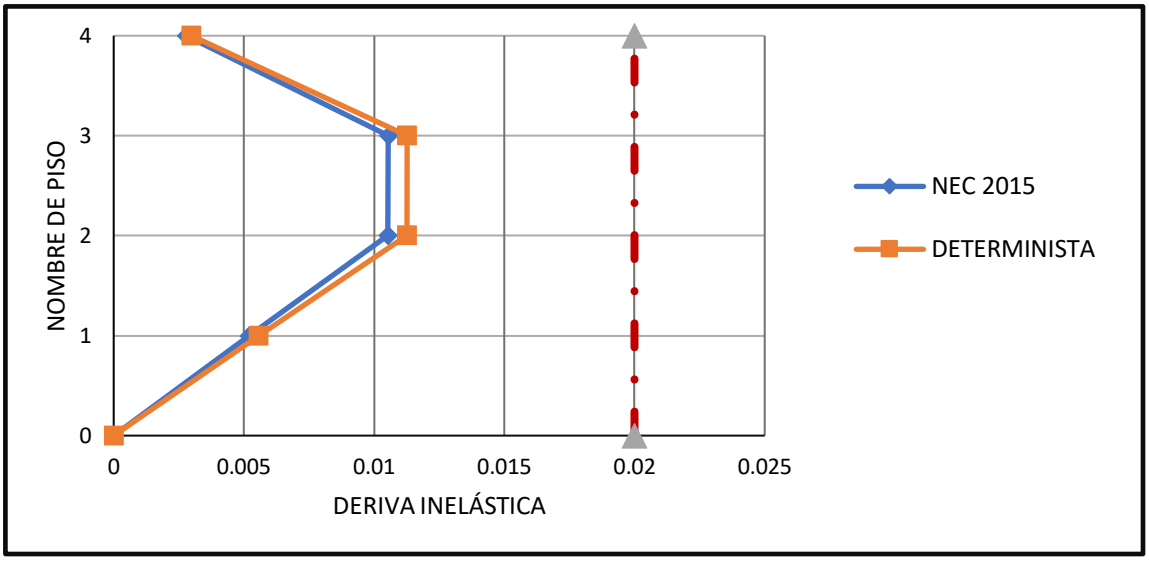
Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 53: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 2.

ESTATICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX	0.000465	0.00279	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX	0.001757	0.010542	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX	0.001756	0.010536	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX	0.000867	0.005202	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.000497	0.002982	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.001878	0.011268	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.001877	0.011262	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.000927	0.005562	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SY	0.000608	0.003648	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SY	0.002111	0.012666	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SY	0.002626	0.015756	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SY	0.001548	0.009288	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	SX DET	0.00065	0.0039	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	SX DET	0.002257	0.013542	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	SX DET	0.002807	0.016842	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	SX DET	0.001655	0.00993	**CUMPLE**

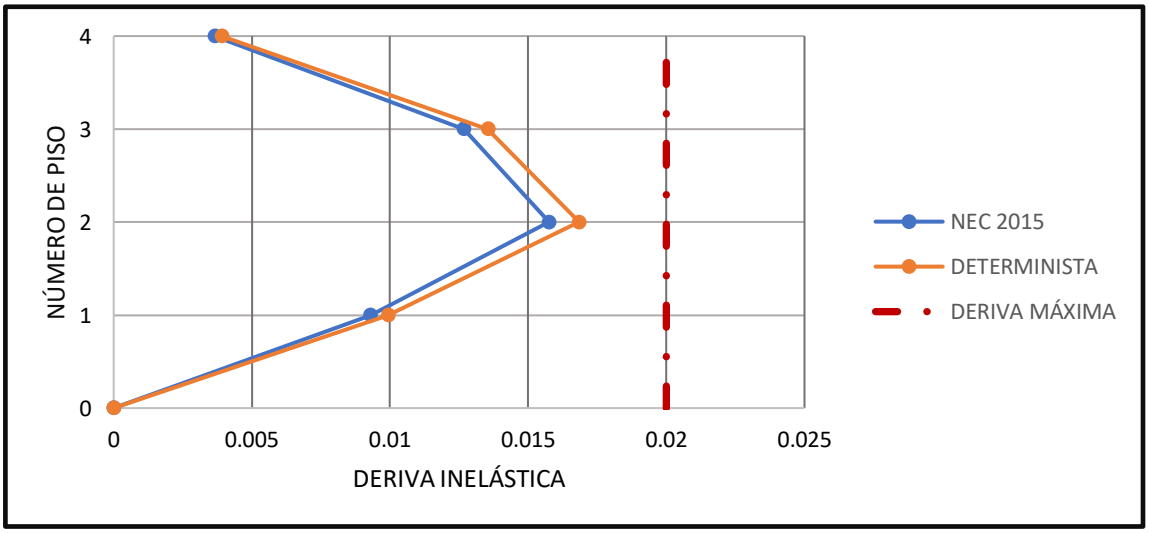
Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 59: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 2 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 60: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Estáticos Modelo 2 Bloque 2 Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se puede ver en las Figuras 57, 58, 59 y 60 las derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos no superan el 2% que exige la NEC para estructuras de hormigón armado en los Bloques 1 y 2 que conforman el Modelo 2.

.

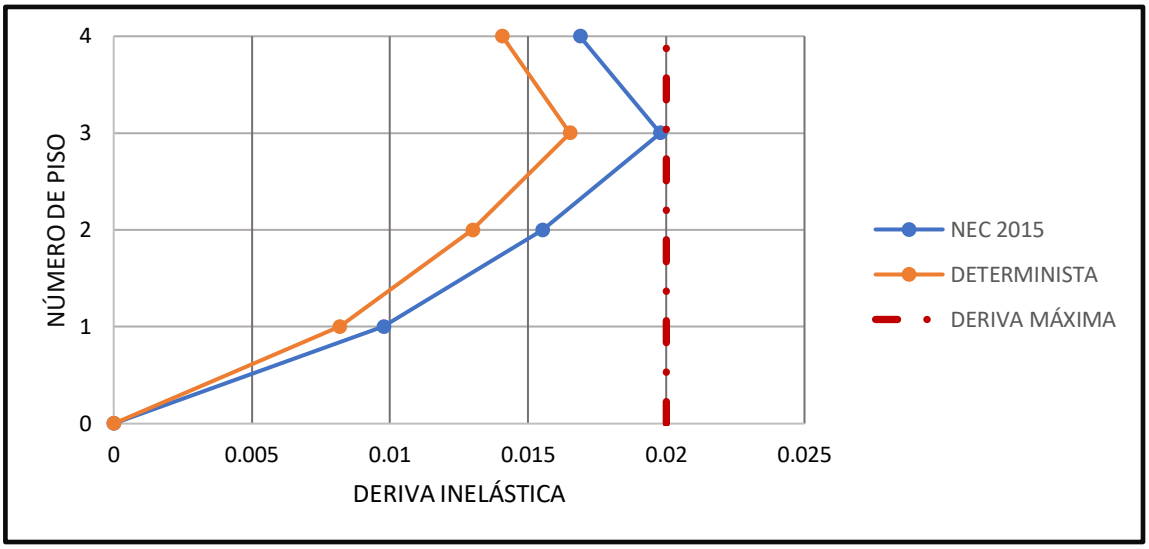
Derivas causadas por Cortantes Dinámicos.

Tabla 54: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 1.

DINÁMICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X Max	0.002812	0.016872	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X Max	0.003297	0.019782	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X Max	0.002586	0.015516	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X Max	0.001627	0.009762	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X DET Max	0.002344	0.014064	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X DET Max	0.002752	0.016512	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X DET Max	0.002164	0.012984	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X DET Max	0.001362	0.008172	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y Max	0.002655	0.01593	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y Max	0.002735	0.01641	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y Max	0.002083	0.012498	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y Max	0.001085	0.00651	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y DET Max	0.002231	0.013386	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y DET Max	0.002301	0.013806	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y DET Max	0.001741	0.010446	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y DET Max	0.000909	0.005454	**CUMPLE**

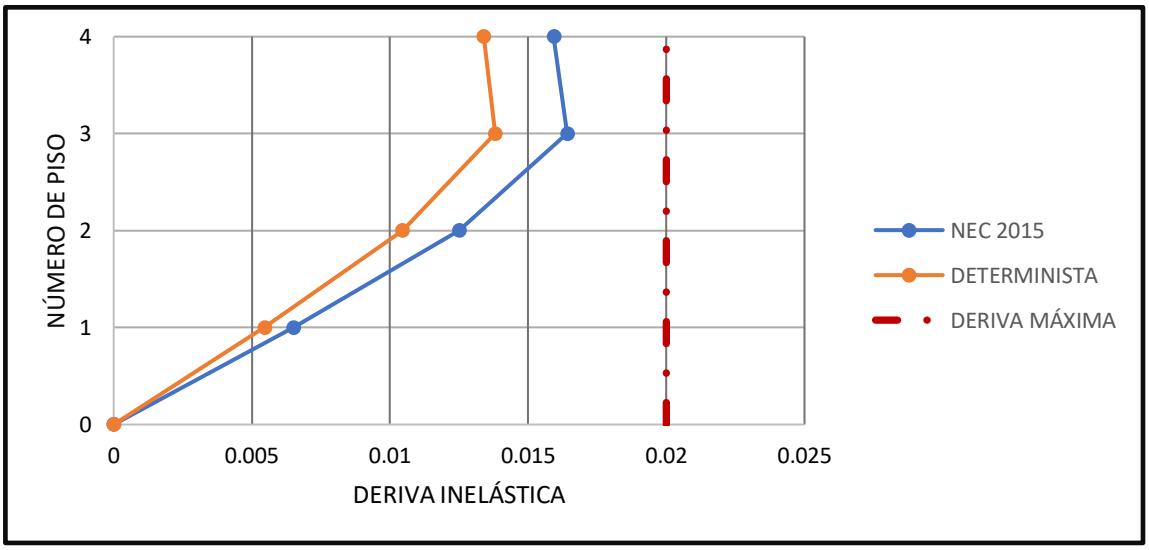
Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 61: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 1 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 62: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 1 Sentido Y.



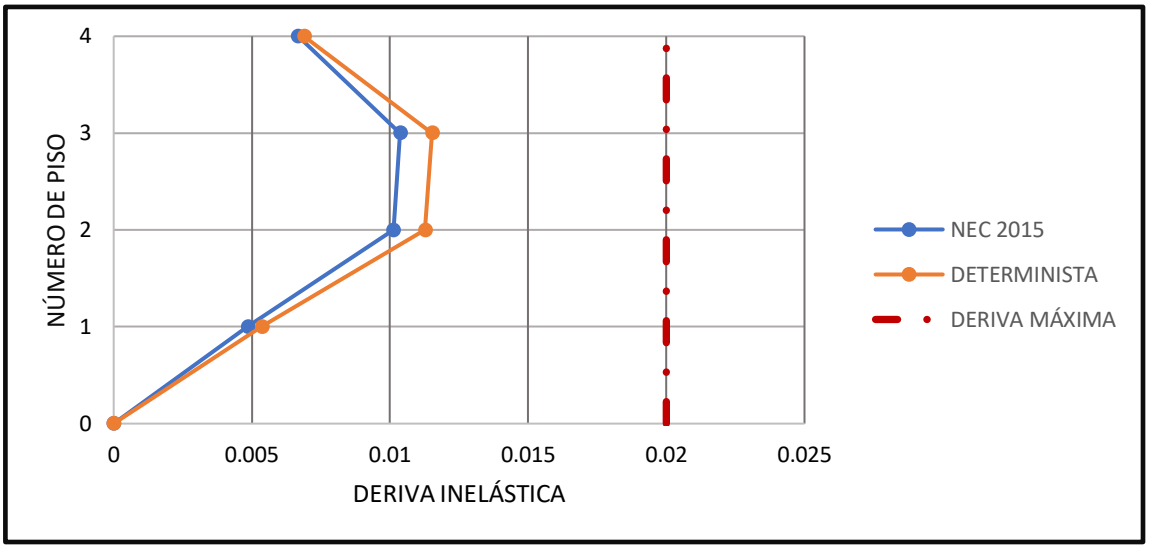
Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 55: Derivas Inelásticas causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 2.

DINÁMICAS				
SENTIDO X				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X Max	0.001111	0.006666	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X Max	0.001727	0.010362	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X Max	0.001688	0.010128	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X Max	0.000808	0.004848	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC X DET Max	0.001148	0.006888	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC X DET Max	0.00192	0.01152	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC X DET Max	0.001878	0.011268	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC X DET Max	0.000894	0.005364	**CUMPLE**
SENTIDO Y				
NEC 2015				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y Max	0.001118	0.006708	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y Max	0.002817	0.016902	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y Max	0.003216	0.019296	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y Max	0.001733	0.010398	**CUMPLE**
DETERMINISTA				
PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
NIVEL +11.52	ESPEC Y DET Max	0.001105	0.00663	**CUMPLE**
NIVEL +8.28	ESPEC Y DET Max	0.002893	0.017358	**CUMPLE**
NIVEL +5.04	ESPEC Y DET Max	0.003314	0.019884	**CUMPLE**
NIVEL +1.08	ESPEC Y DET Max	0.001778	0.010668	**CUMPLE**

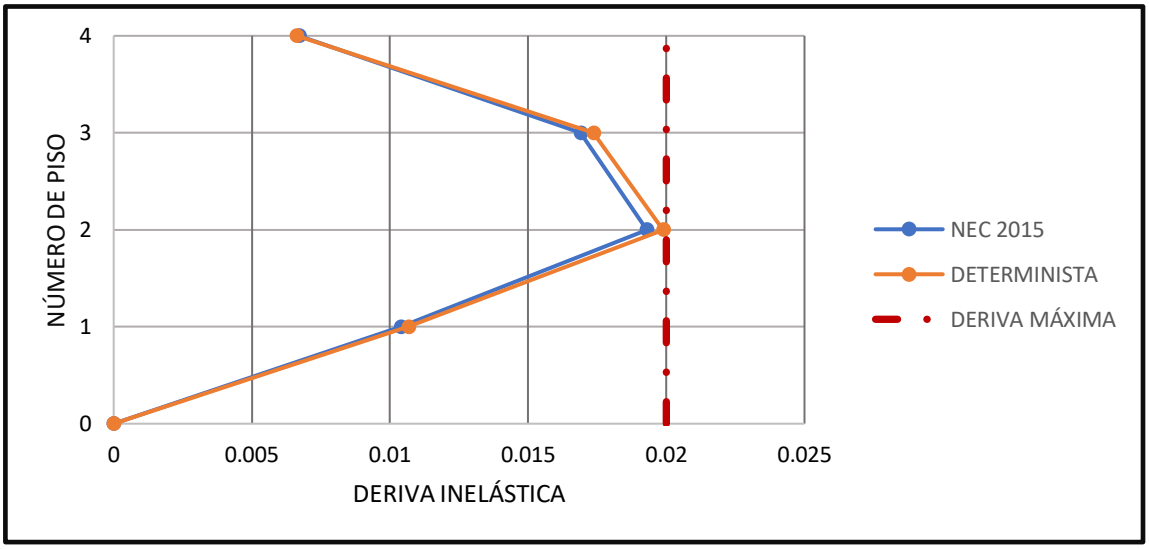
Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 63: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 2 Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 64: Derivas Inelásticas Causadas por Cortantes Dinámicos Modelo 2 Bloque 2 Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Al igual que para el caso de derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos la deriva sobrepasa el 2% que exige la norma, por tanto, la estructura no cumple con los parámetros sismorresistentes que plantea la NEC SE DS, siendo de un comportamiento pobre y muy vulnerable ante eventos sísmicos.

5. **Validación de Análisis Dinámico.**

Tabla 56: Validación de Análisis Dinámico Modelo 2.

BLOQUE 1				
SENTIDO X				
	ESTÁTICO (Tn)	DINÁMICO (Tn)	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	297.59	253.4	85.2%	CUMPLE
DETERMINISTA	243.38	214.16	88.0%	CUMPLE
SENTIDO Y				
	ESTÁTICO (Tn)	DINÁMICO (Tn)	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	297.59	262.25	88.1%	CUMPLE
DETERMINISTA	243.38	221.84	91.1%	CUMPLE
BLOQUE 2				
SENTIDO X				
	ESTÁTICO (Tn)	DINÁMICO (Tn)	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	290.04	256.14	88.3%	CUMPLE
DETERMINISTA	310.08	273.44	88.2%	CUMPLE
SENTIDO Y				
	ESTÁTICO (Tn)	DINÁMICO (Tn)	%	OBSERVACIÓN
NEC 2015	290.04	283.67	97.8%	CUMPLE
DETERMINISTA	310.08	289.86	93.5%	CUMPLE

Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se indicó en la Tabla 46 la estructura presenta irregularidades en planta y elevación, por tanto, el cortante dinámico no debe ser menor del 85% del cortante estático. En la tabla 45 se puede ver que en ninguno de los casos el porcentaje de relación entre estos dos cortantes es menor a 85% así que se valida el análisis dinámico antes mostrado.

4.2.2.2. Análisis Estático no Lineal.

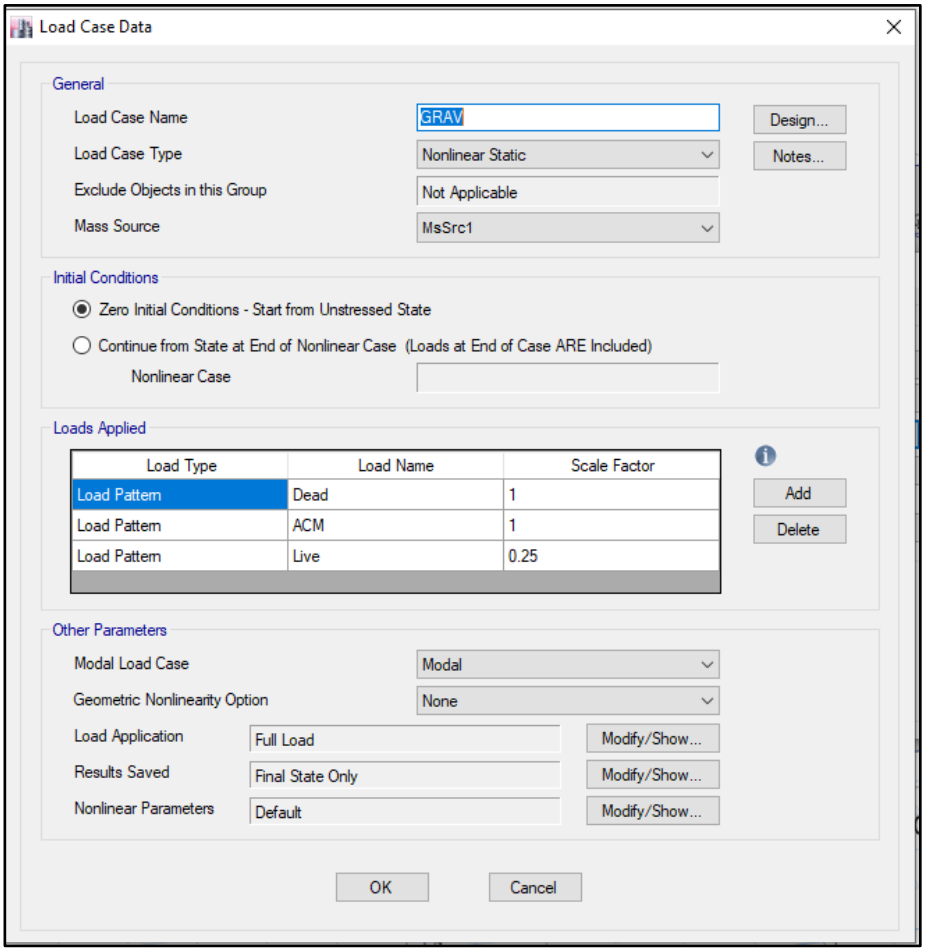
Se realiza un análisis estático no lineal para conocer la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura a medida que se le incrementa la carga lateral, y mediante la metodología de la linealización equivalente expuesto en el capítulo II se determina el punto de desempeño que tiene la estructura para las dos demandas aplicadas, es necesario enfatizar que para realizar este análisis se modela únicamente el sistema resistente a carga lateral, [21].

4.2.2.2.1. Definición de cargas para el Análisis Estático no Lineal.

Carga no Lineal Gravitacional.

Se define un patrón de cargas gravitacionales para tener en cuenta la deformación a la cual está expuesta la estructura antes de ser sometida por una solicitación sísmica, este patrón de carga está conformado por el 100% de la carga muerta según indica la NEC 2015, aunque también se puede considerar el 25% de la carga viva siguiendo las consideraciones de UBC 97, [29].

Figura 65: Patrón de Carga Gravitacional.

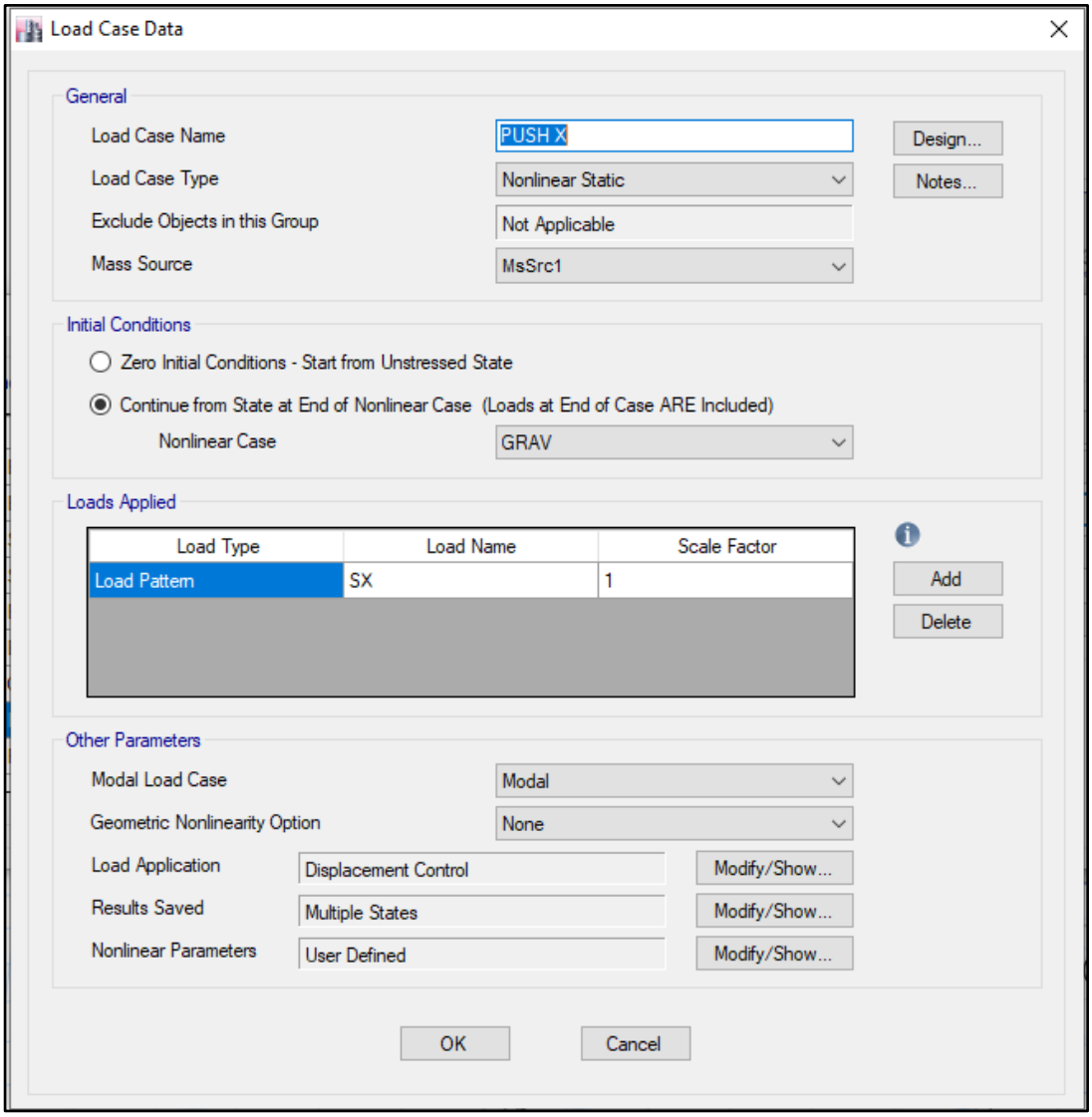


Fuente: ETABS 2016.

Carga no Lineal lateral.

Para la distribución de cargas que simulan las acciones del sismo en la estructura se ha tomado en cuenta un patrón de cargas laterales unidireccionales en forma de triángulo invertido, obtenido de la distribución de fuerzas con el método de diseño de la fuerza lateral equivalente dada por la NEC SE DS, [3].

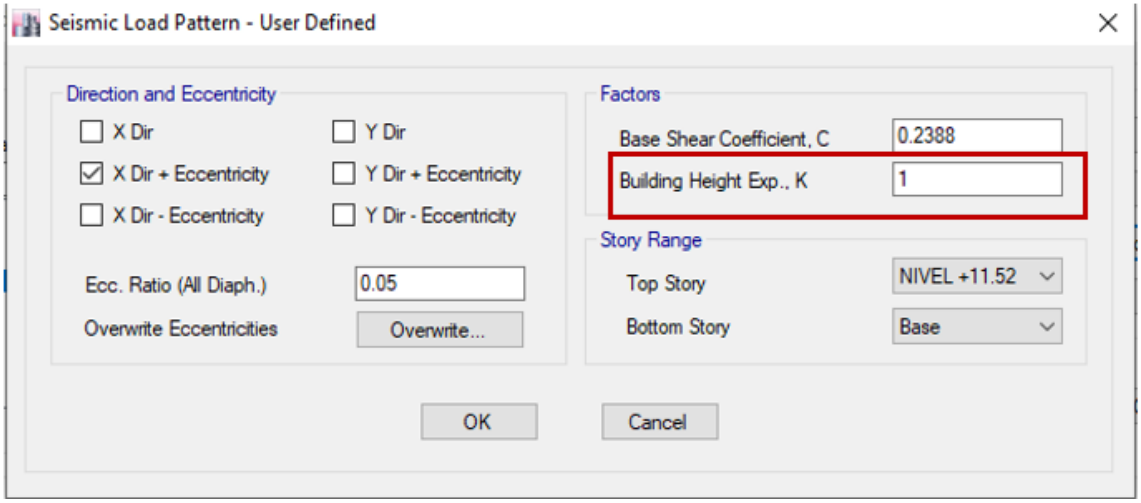
Figura 66: Patrón de Carga no Lineal lateral.



Fuente: ETABS 2016.

En la Figura 66 se muestra la definición del patrón de carga lateral no lineal en el software ETABS 2016, donde primero se asigna el tipo de carga, en este caso no lineal, luego se selecciona la opción que permita que este análisis parta de las deformaciones producidas por las cargas gravitacionales y por último para indicar el sentido de análisis se agrega la carga de sismo estático, en ésta consta el factor K que permite la distribución de las fuerzas laterales, en la Figura 67 se indica la definición de este factor.

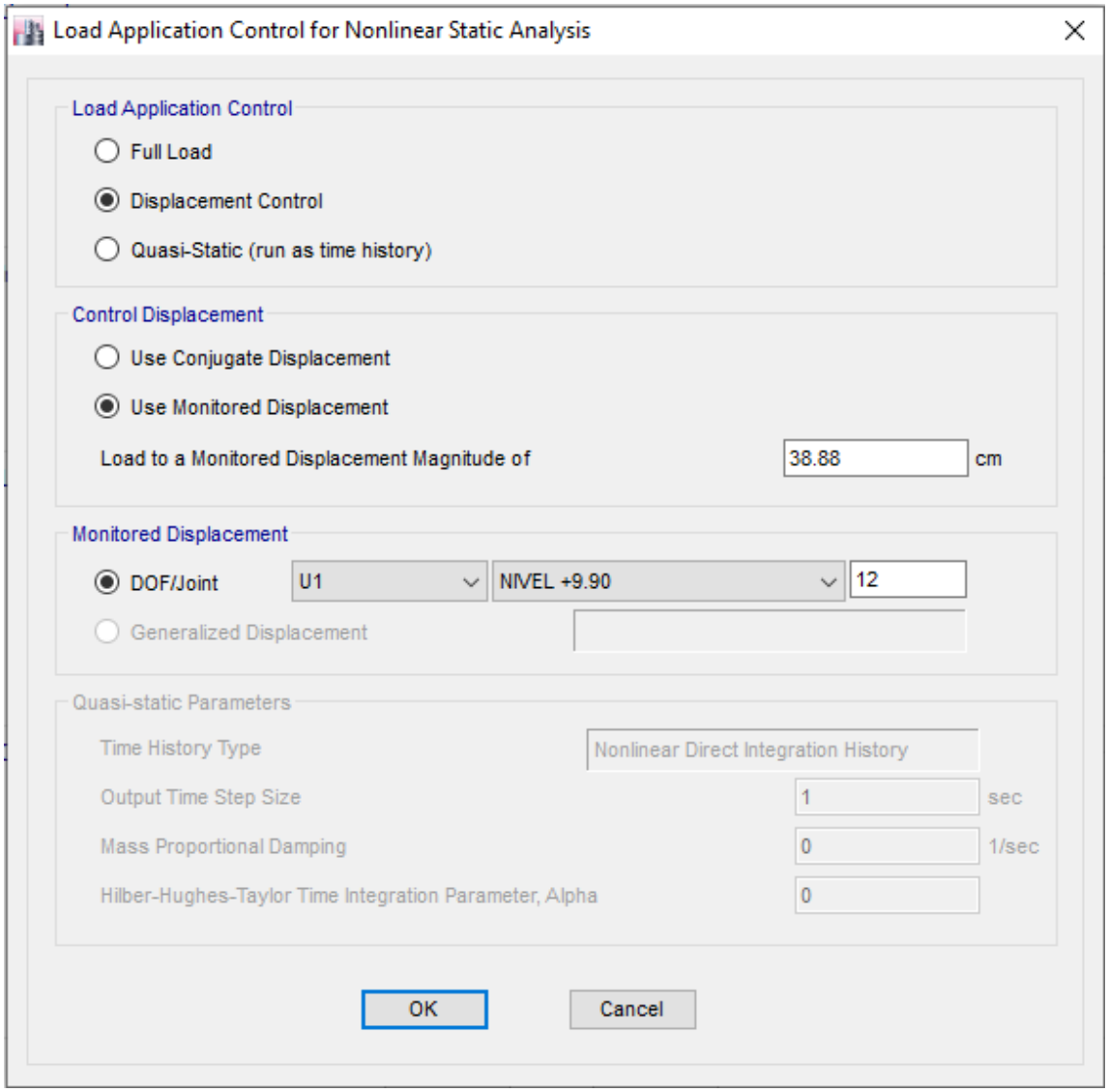
Figura 67: Definición de Factor K para Distribución de Fuerzas Laterales



Fuente: ETABS 2016.

Esta carga no lineal será monitoreada en un nudo cercano al centro de masas ubicado en el último nivel como lo especifica FEMA 440, [21], así como también se controlará el análisis mediante el desplazamiento en el cual se toma las consideración de FEMA 356 en la que dice que el desplazamiento máximo de una estructura antes de colapsar es el 4% de la altura total, como se muestra en la Figura 68.

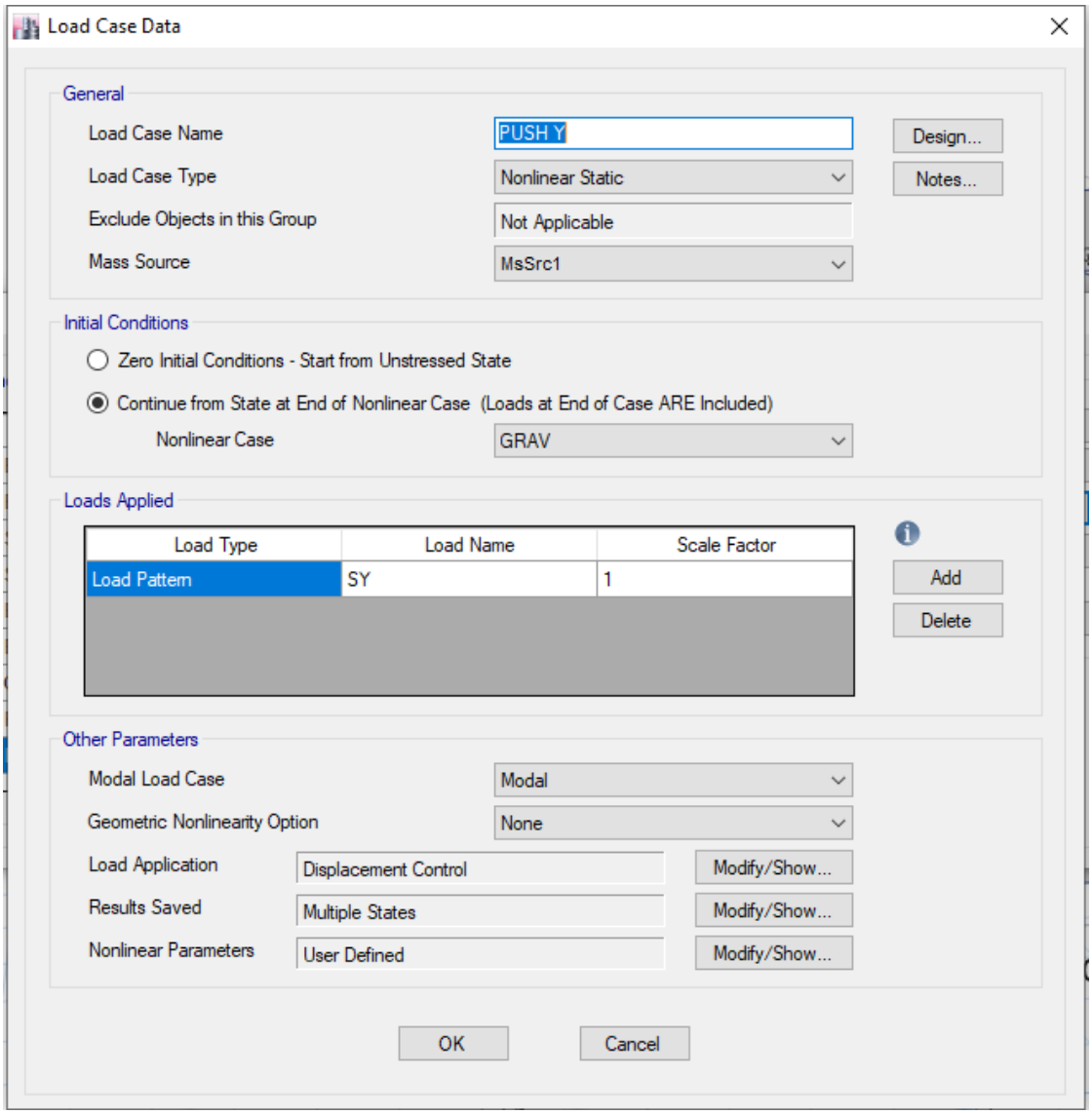
Figura 68: Definición del Nudo de Control y Dirección de la Carga.



Fuente: ETABS 2016.

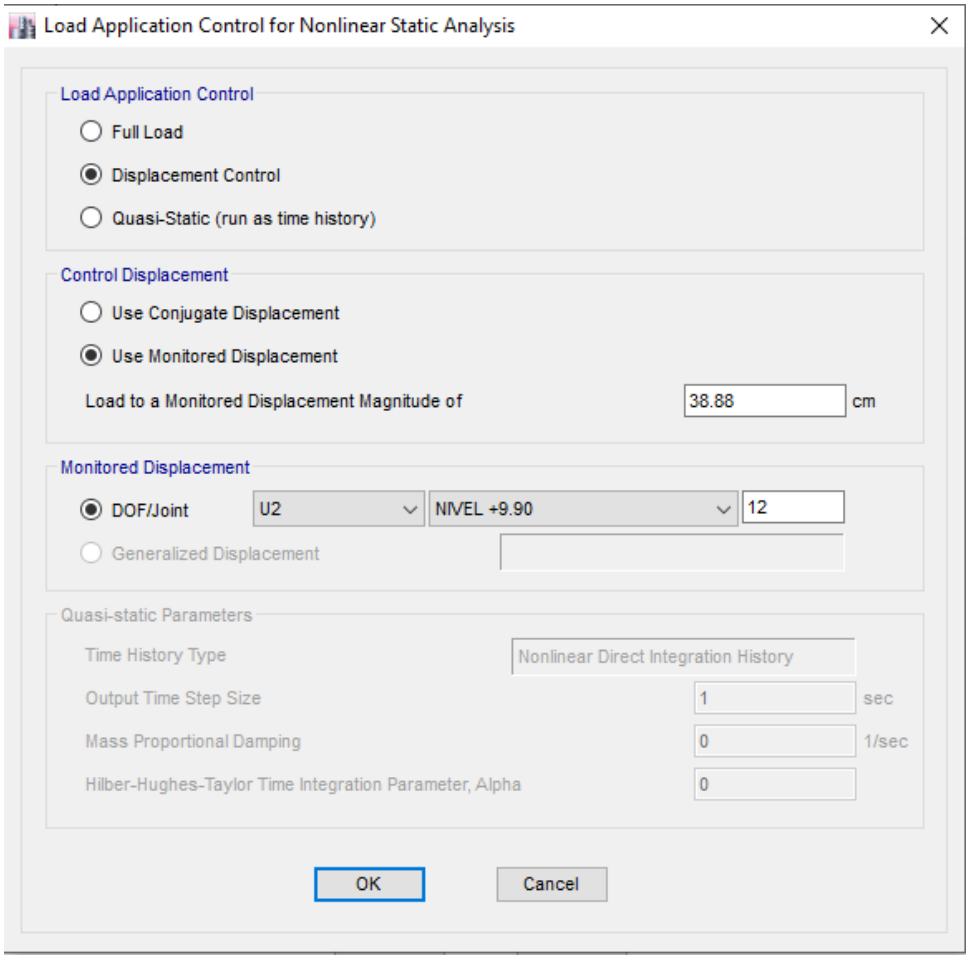
El análisis pushover verifica el desempeño estructural en las dos direcciones principales de la edificación, por ende, es necesario definir esta carga lateral con el mismo nodo de monitoreo para ambos sentidos. Esto se muestra en la Figura 69 y 70.

Figura 69: Definición de Carga no Lineal Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

Figura 70: Definición del Nudo de Control Sentido Y.



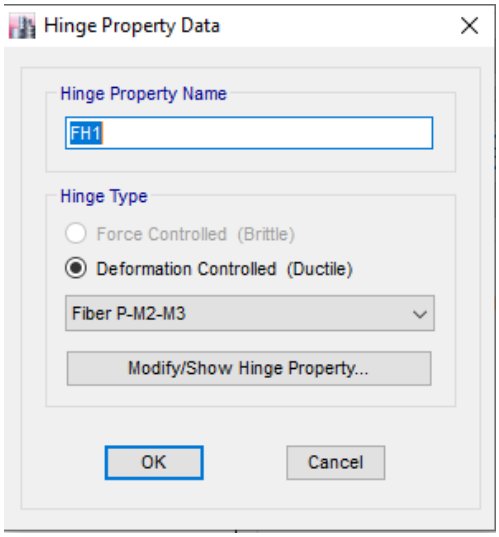
Fuente: ETABS 2016.

Asignación de Rótulas Plásticas.

La asignación de rótulas plásticas en las zonas donde se espera fluencia de la sección permite definir la capacidad individual de los elementos que conforman la estructura, [30].

Para la asignación de rotulas plásticas en las columnas se define mediante el modelo de fibras teniendo en cuenta que este elemento trabaja a flexo – compresión ya que este presenta mejores resultados en el análisis.

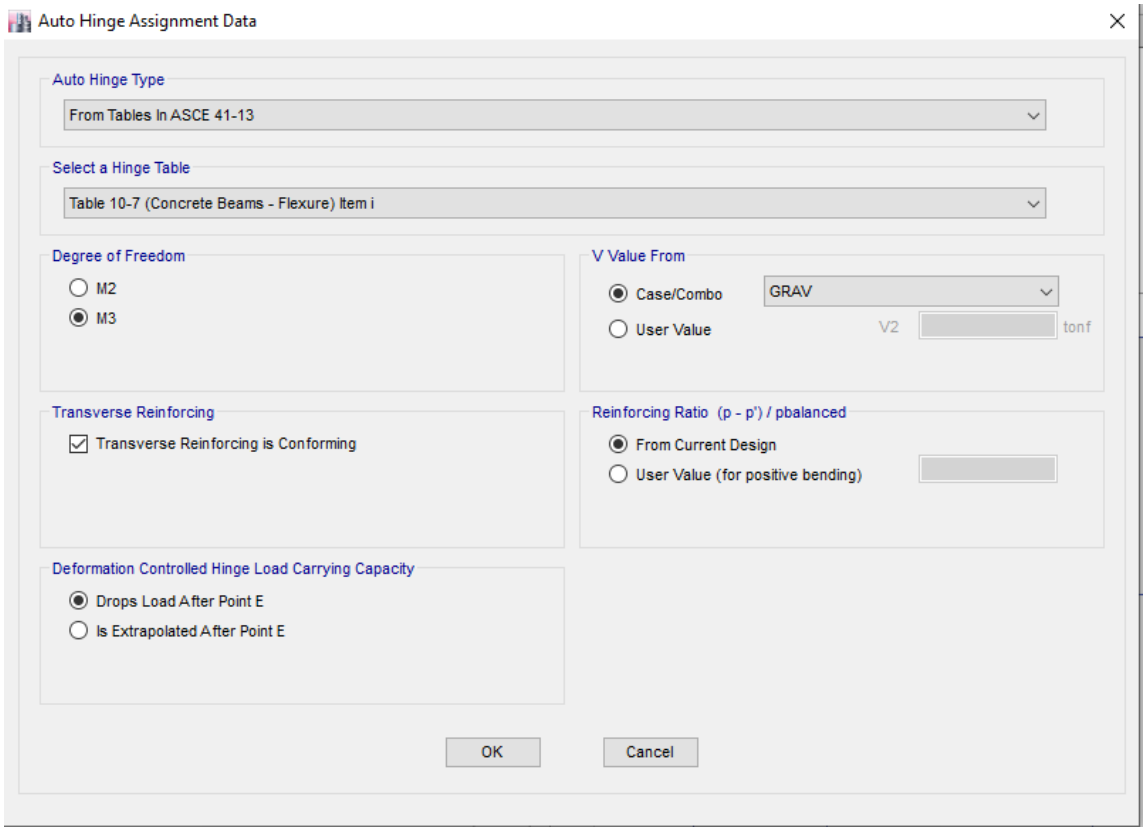
Figura 71: Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas.



Fuente: ETABS 2016.

Para la definición de las rótulas plásticas en vigas se ha tomado en cuenta los criterios planteados en las tablas de ASCE 41 – 13 para elementos a flexión como se indicó en el Capítulo II.

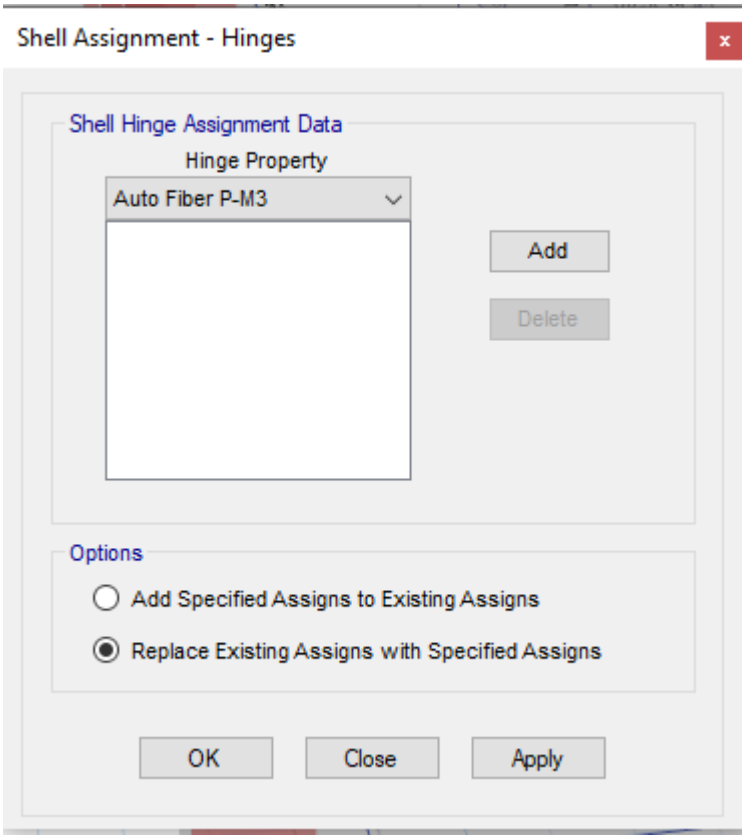
Figura 72: Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas.



Fuente: ETABS 2016.

Por último, para los muros estructurales al igual que las columnas se ha definido las rotulas a partir del modelo de fibras preestablecidas en el software como se indica en la Figura 73.

Figura 73: Asignación de Rótula Plástica en Muro de Corte.



Fuente: ETABS 2016.

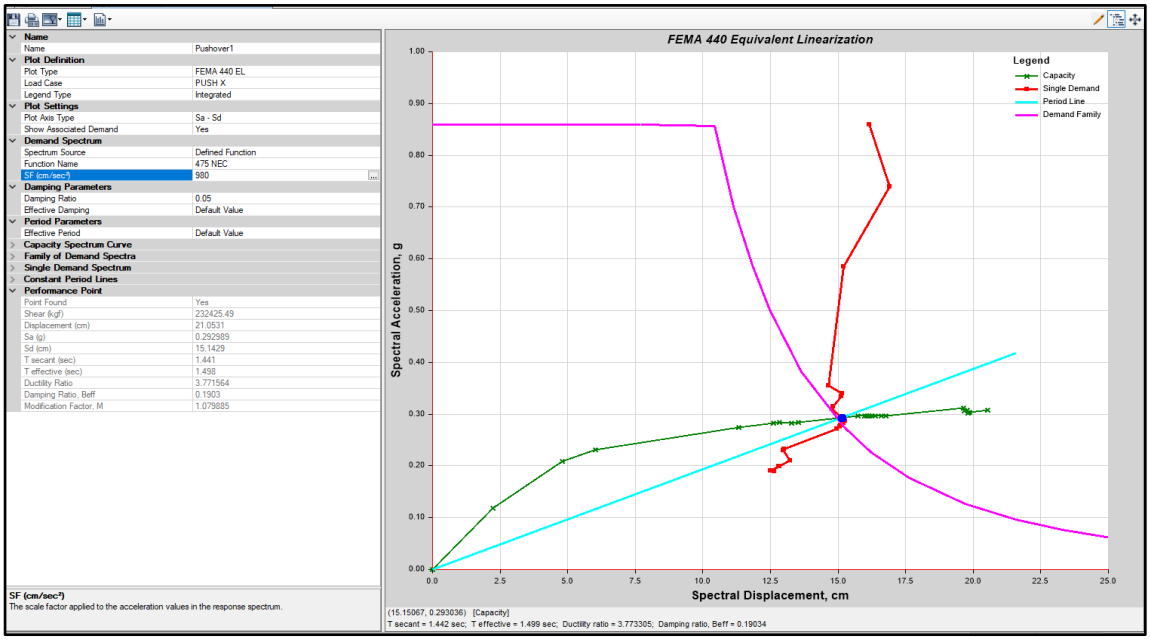
4.2.2.2.2. Desempeño Estructural.

A continuación, se muestra los resultados del análisis no lineal estático realizado con el software ETABS 2016 tanto para el espectro NEC 2015 como también para el espectro determinista, así como también se presenta el modelo bilineal del espectro capacidad con sus respectivos umbrales de daño (Leve, Moderado, Extenso, Completo) descritos en el Capítulo II.

Desempeño Estructural Modelo 1 Bloque 1

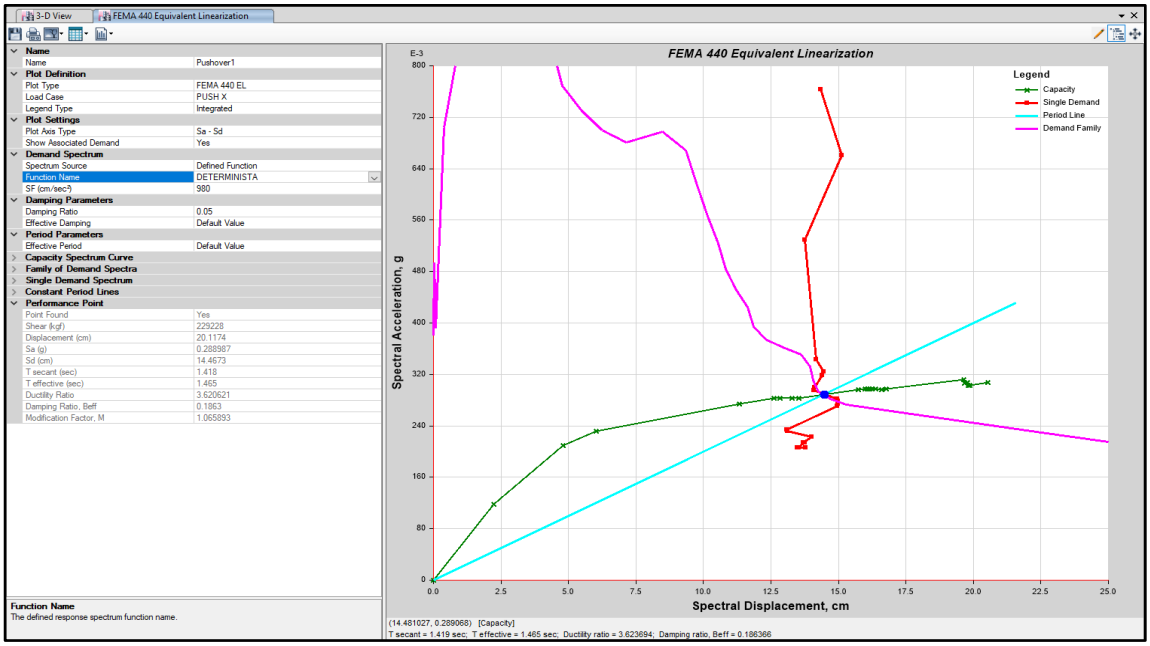
En las Figuras 74, 75, 76, 77 se muestra el espectro capacidad o curva capacidad además del punto de desempeño obtenido para el Bloque 1 en ambos sentidos.

Figura 74: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque ,1 Modelo 1, Sentido X.



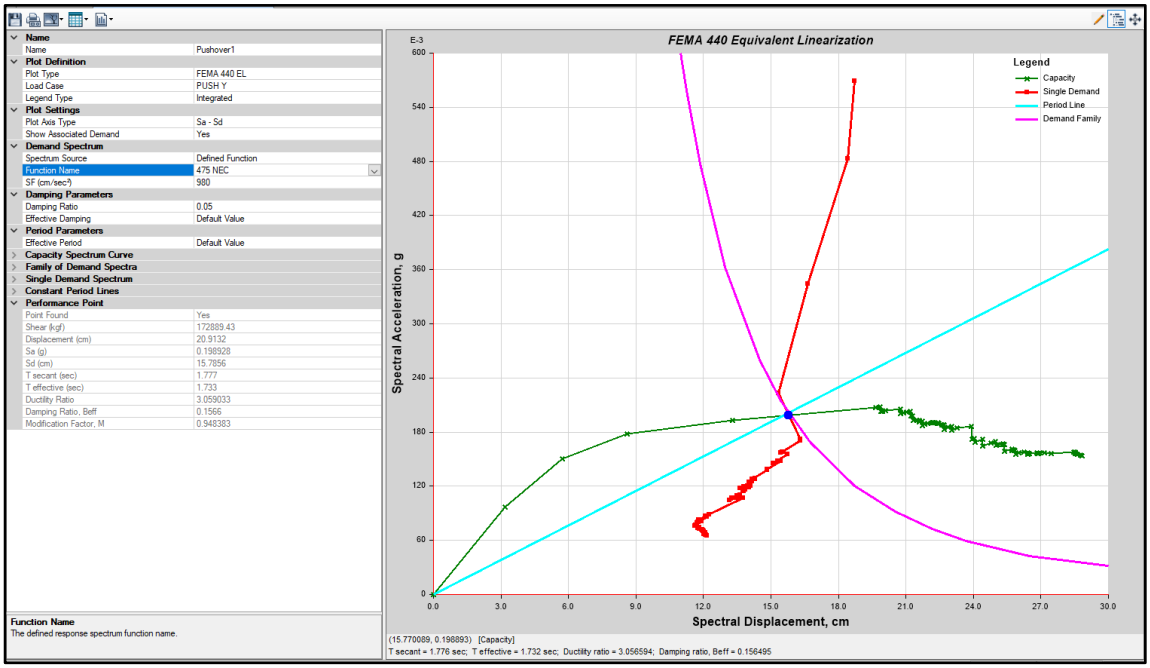
Fuente: ETABS 2016.

Figura 75: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.



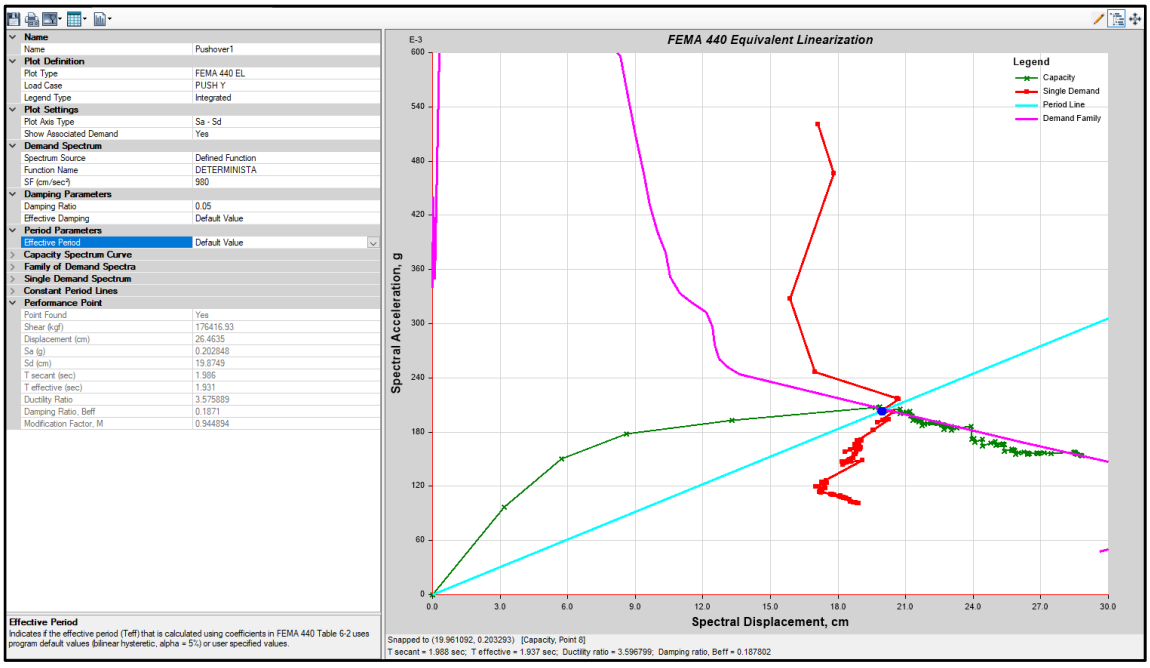
Fuente: ETABS 2016.

Figura 76: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque ,1 Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

Figura 77: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

RISK EU sugiere representar el espectro capacidad o curva capacidad de una estructura de manera bilineal para proceder a realizar estudios de fragilidad, por lo tanto y con la ayuda del método de áreas equivalentes indicado en el Capítulo II se transforma el espectro capacidad obtenido a través del software ETABS en una curva Bilineal, [31], además de esto, esta norma también plantea cuatro fórmulas para determinar los umbrales de daño (Leve, Moderado, Extenso, Completo) las cuales se muestran a continuación,.

Daño leve

$$Sd1 = 0.7 * Dy \qquad \text{Ec 35}$$

Daño Moderado

$$Sd2 = Dy \qquad \text{Ec 36}$$

Daño extenso

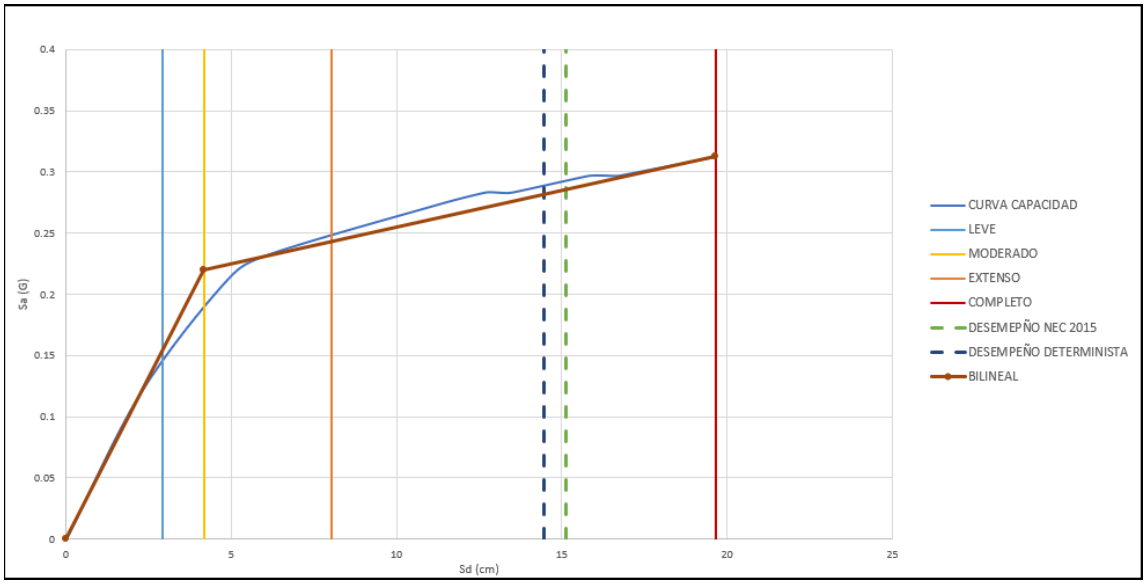
$$Sd3 = Dy + 0.25 * (Du - Dy) \qquad \text{Ec 37}$$

Completo

$$Sd4 = Du \qquad \text{Ec 38}$$

En las Figuras 78 y 79 se muestra la representación bilineal del espectro capacidad para ambos sentidos de análisis junto con los estados de daño y punto de desempeño obtenidos a partir del pushover.

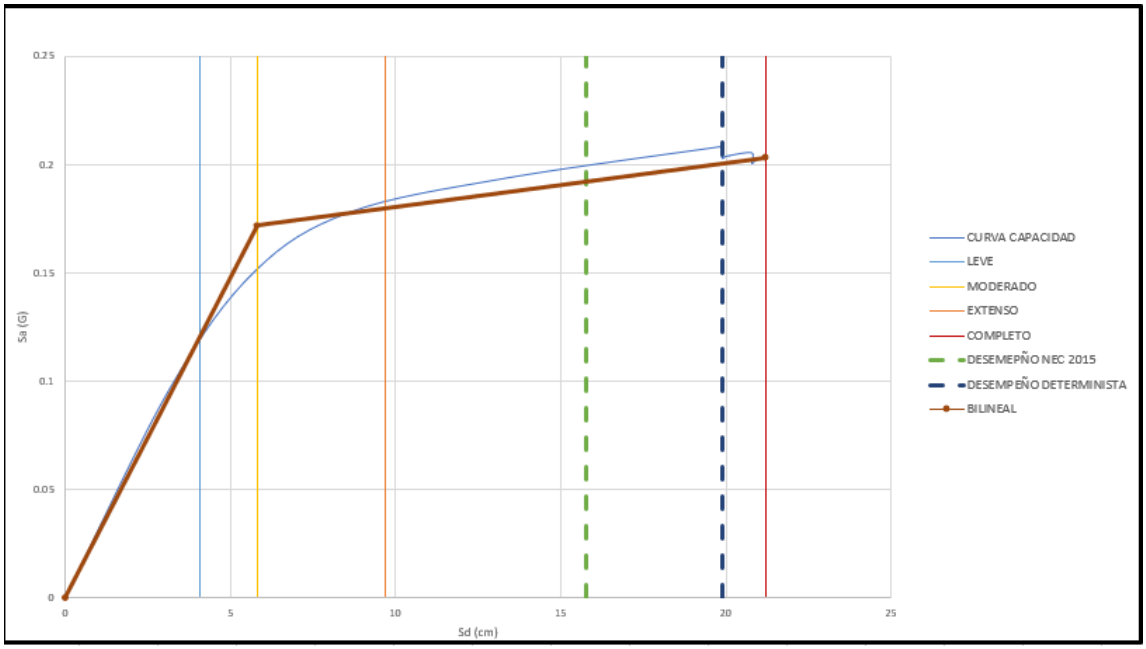
Figura 78: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 1, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se pude ver en la Figura 78 el punto de desempeño de ambos espectros cae entre los umbrales de daño Extenso y Completo, esto indica que la estructura se encuentra sumamente dañada debido a que el hormigón ha alcanzado su máxima deformación y algunos elementos de refuerzos tienen grandes deformaciones, todo esto indica que está cerca del colapso.

Figura 79: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 1, Sentido Y.

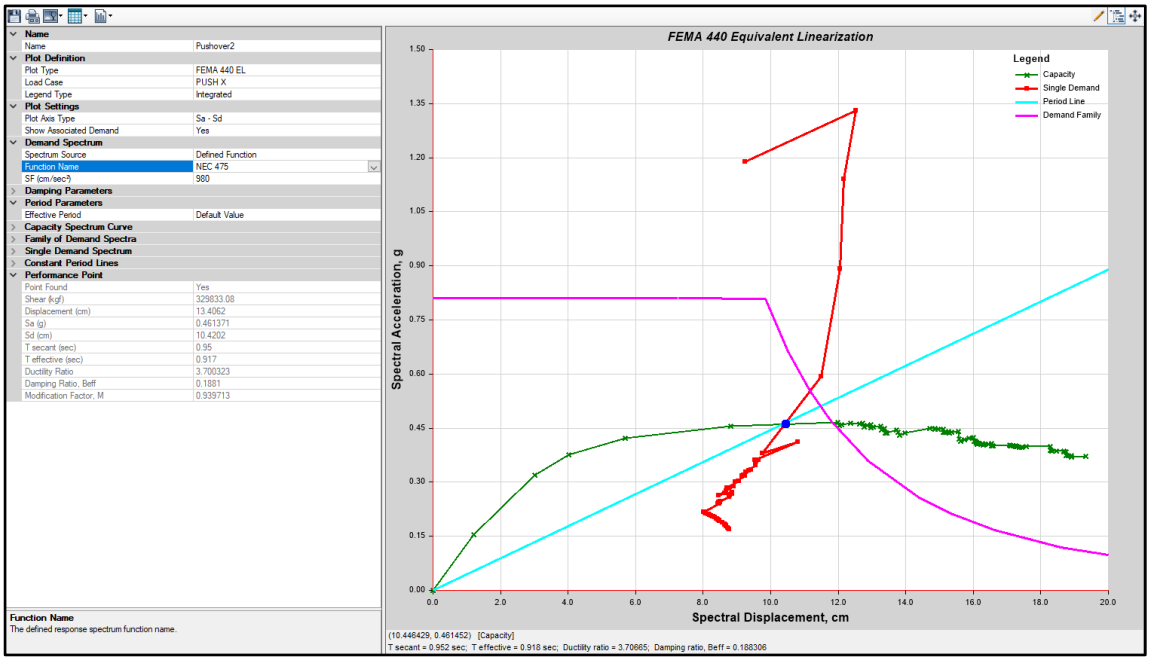


Fuente: Gabriel Montalvo.

El Modelo 1 representa a la estructura real, y el análisis no lineal del Bloque 1 presenta en ambos sentidos de análisis un desempeño entre el umbral de daño Extenso y Completo, lo que indica que la estructura esta próxima al colapso, presentando grandes deformaciones el refuerzo longitudinal de los elementos de hormigón y a su vez este ha alcanzado su máxima deformación.

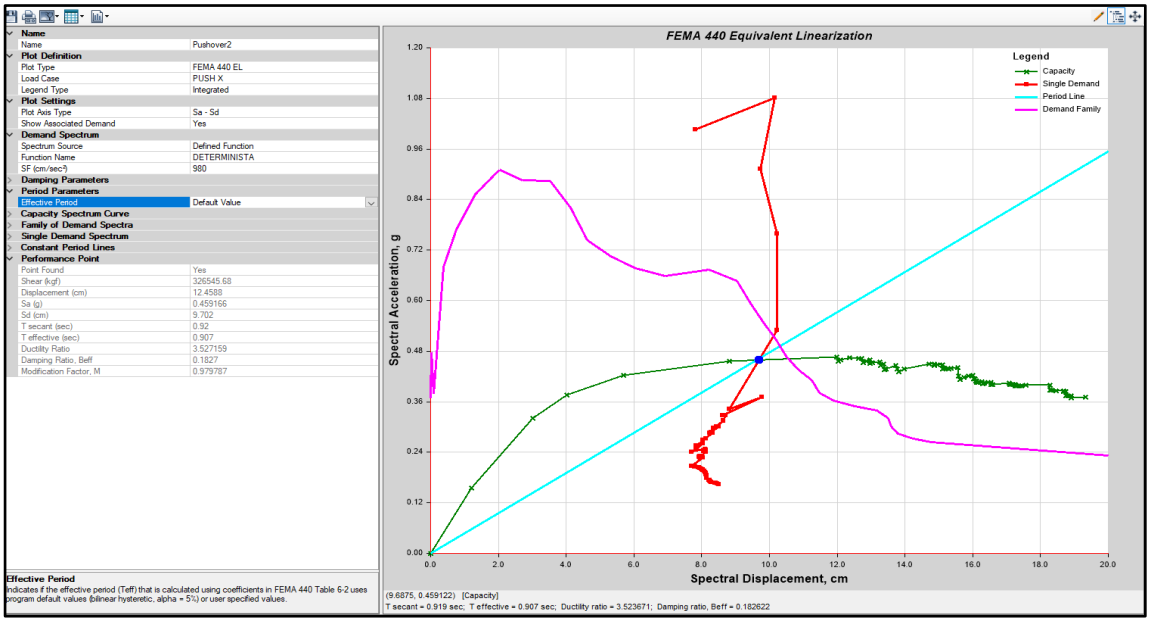
Desempeño Estructural Modelo 1 Bloque 2.

Figura 80: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.



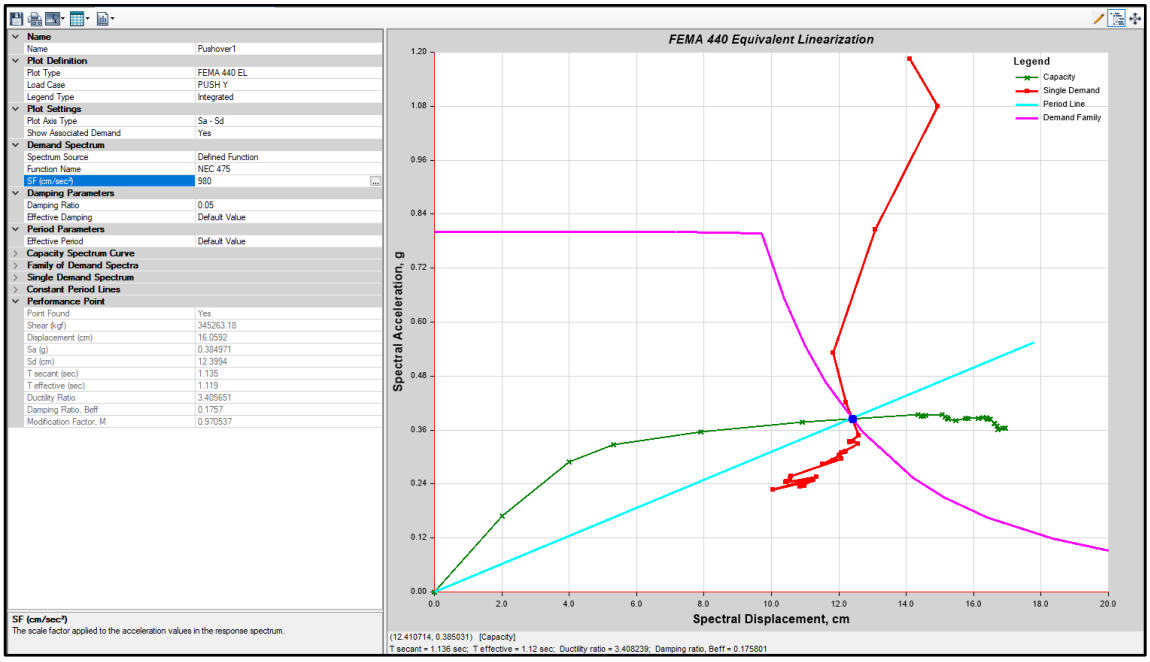
Fuente: ETABS 2016.

Figura 81: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.



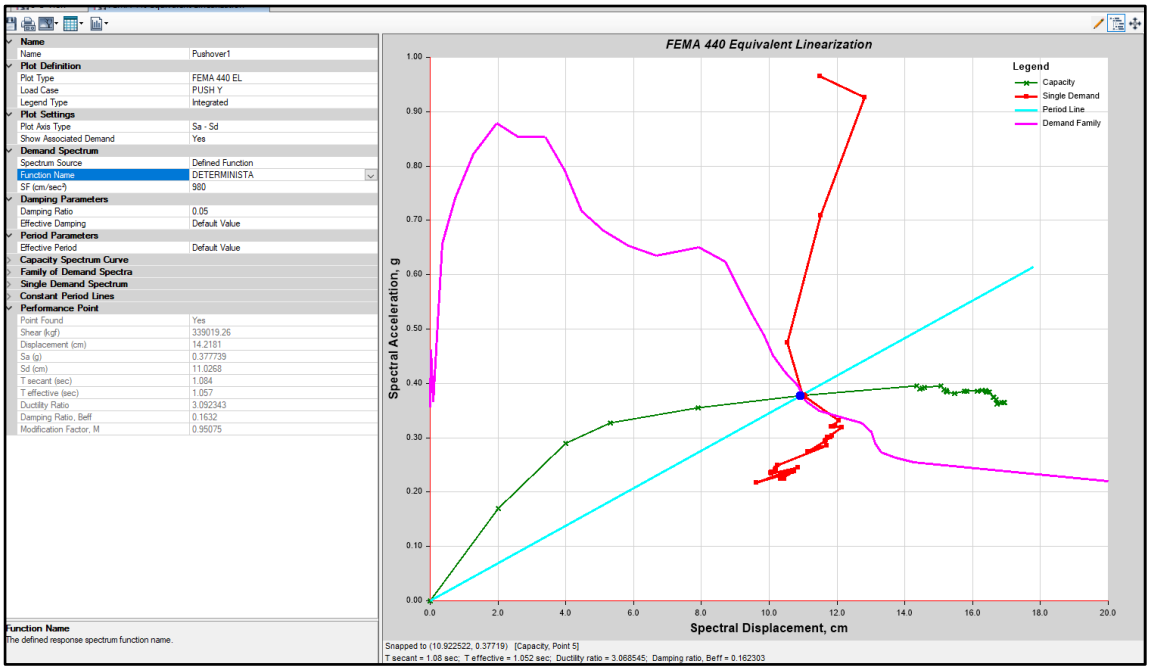
Fuente: ETABS 2016.

Figura 82: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

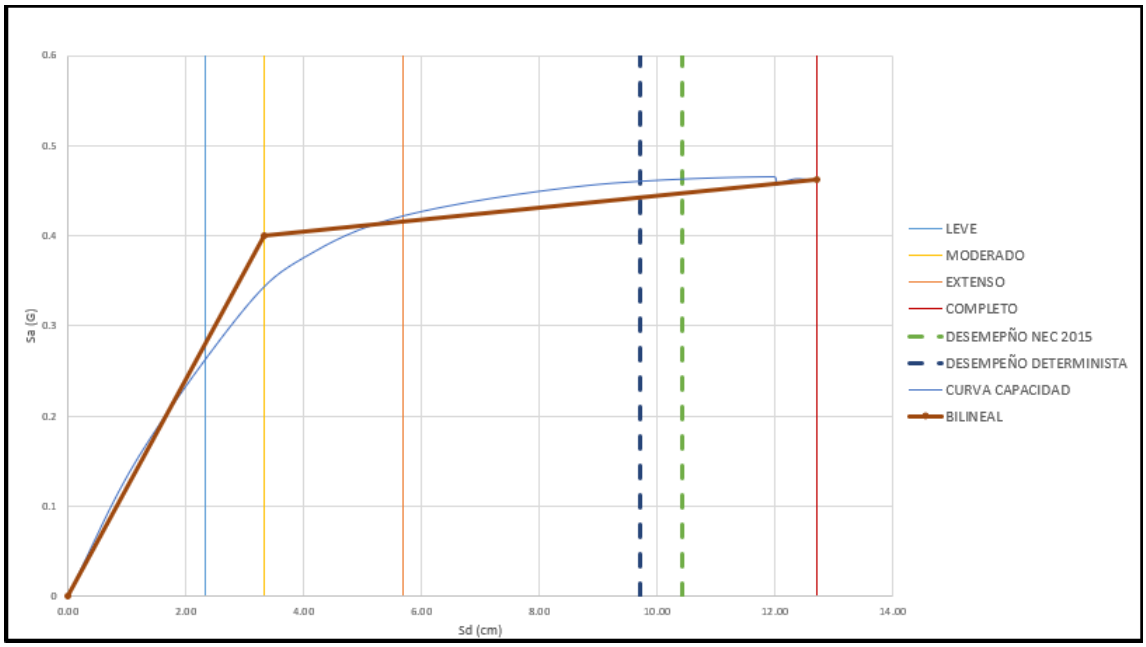
Figura 83: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

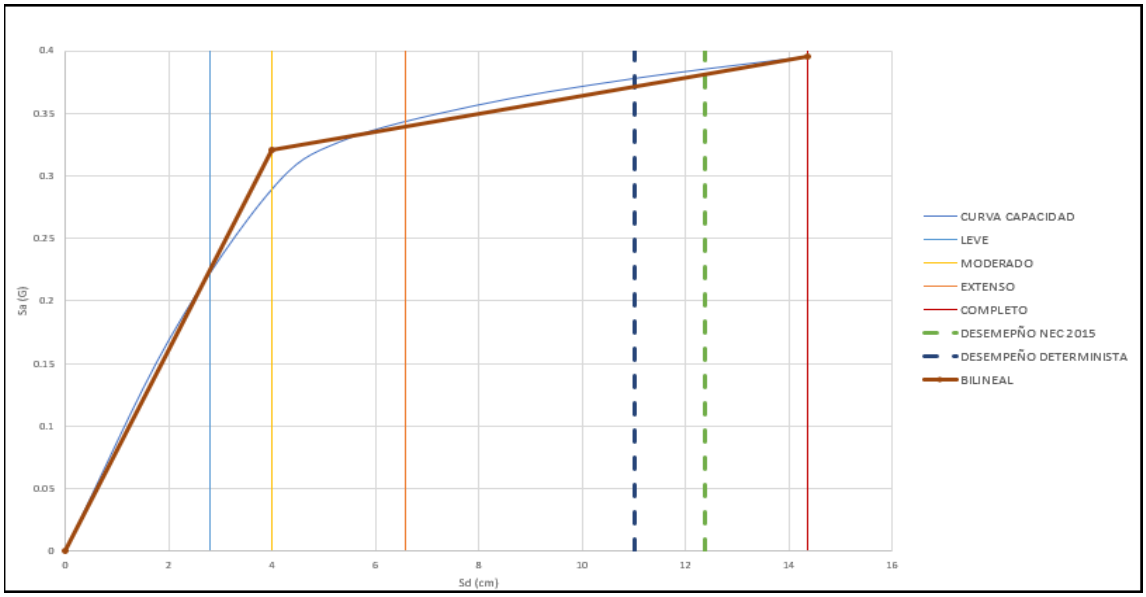
De la misma manera que el bloque anterior se presenta el espectro capacidad bilineal junto con los umbrales de daño sugeridos por HAZUS y RISK EU

Figura 84: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 2, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 85: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 1, Bloque 2, Sentido Y.

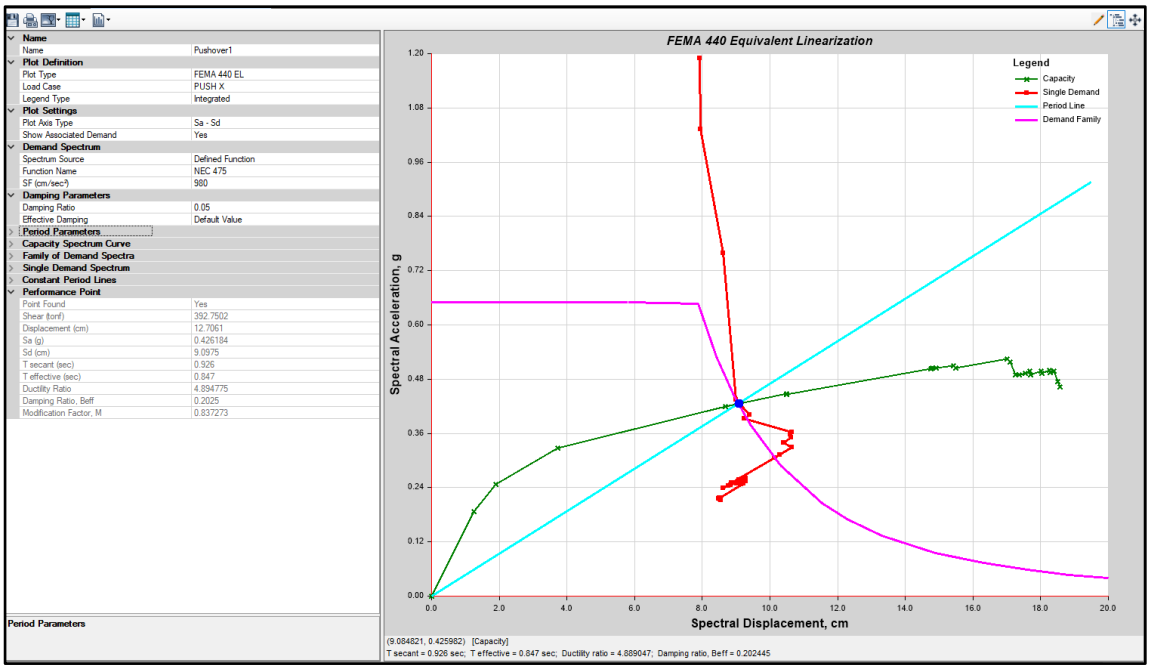


Fuente: Gabriel Montalvo.

Al igual que el Bloque 1 – Modelo 1, la estructura presenta un punto de desempeño para ambas demandas cerca del umbral de daño Completo, esto indica de igual manera que el edificio está cerca del colapso, el hormigón ha alcanzado su máxima deformación y los refuerzos presentan grandes deformaciones.

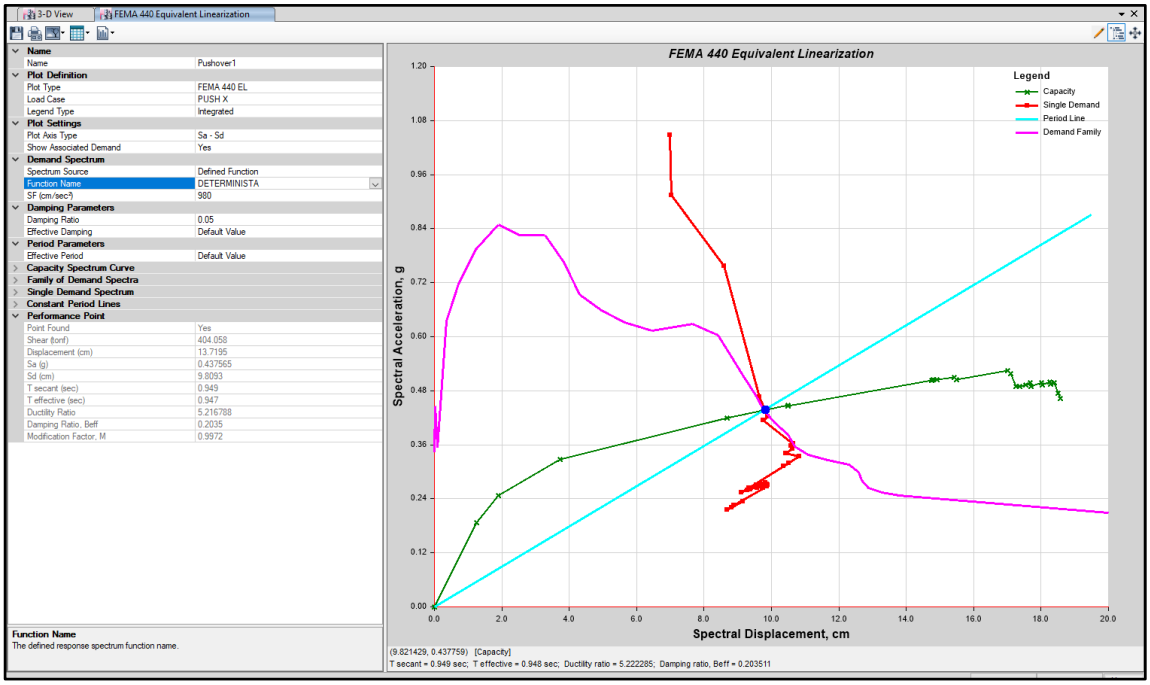
Desempeño Estructural Modelo 2 Bloque 1.

Figura 86: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.



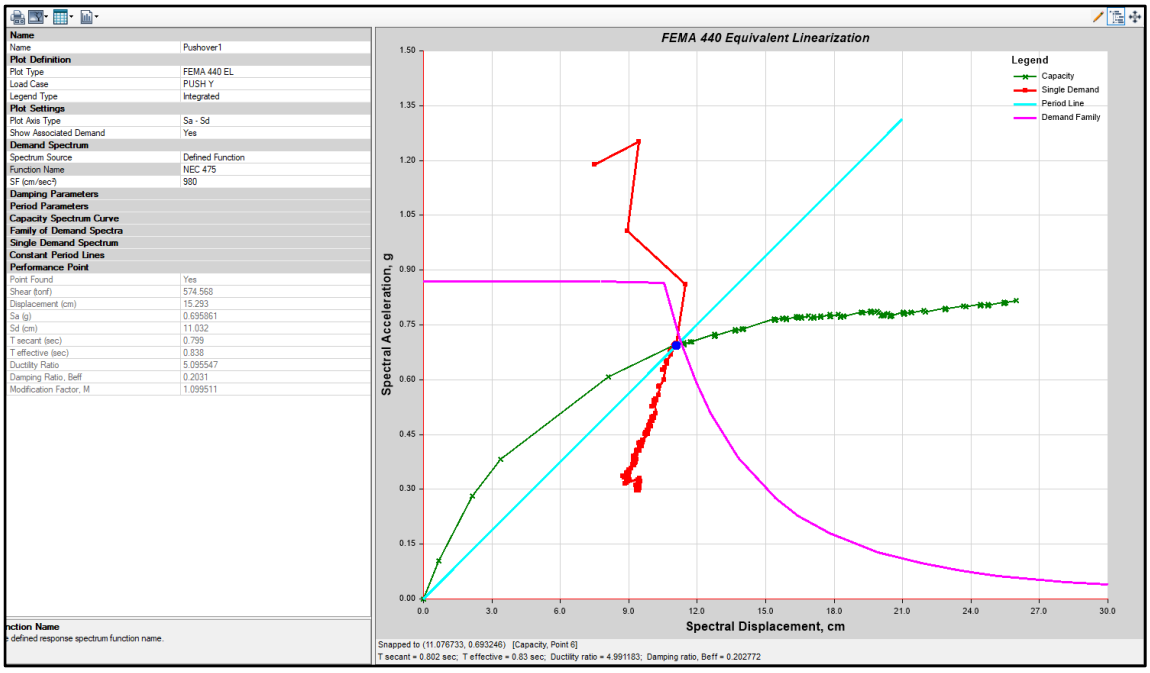
Fuente: ETABS 2016.

Figura 87: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.



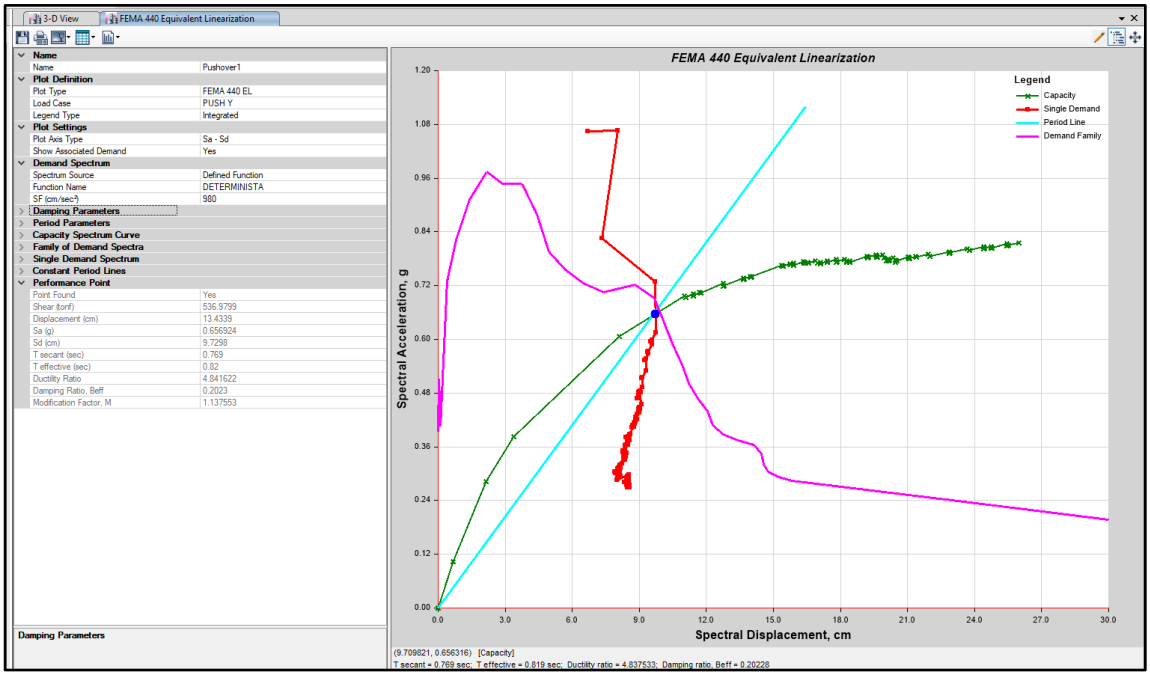
Fuente: ETABS 2016.

Figura 88: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.



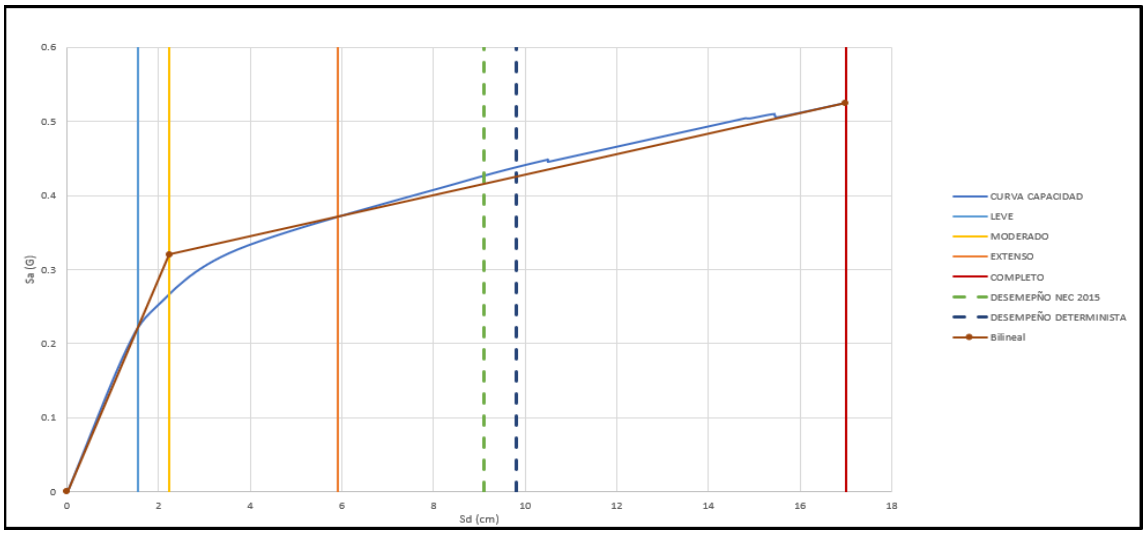
Fuente: ETABS 2016.

Figura 89: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

Figura 90: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 1, Sentido X.

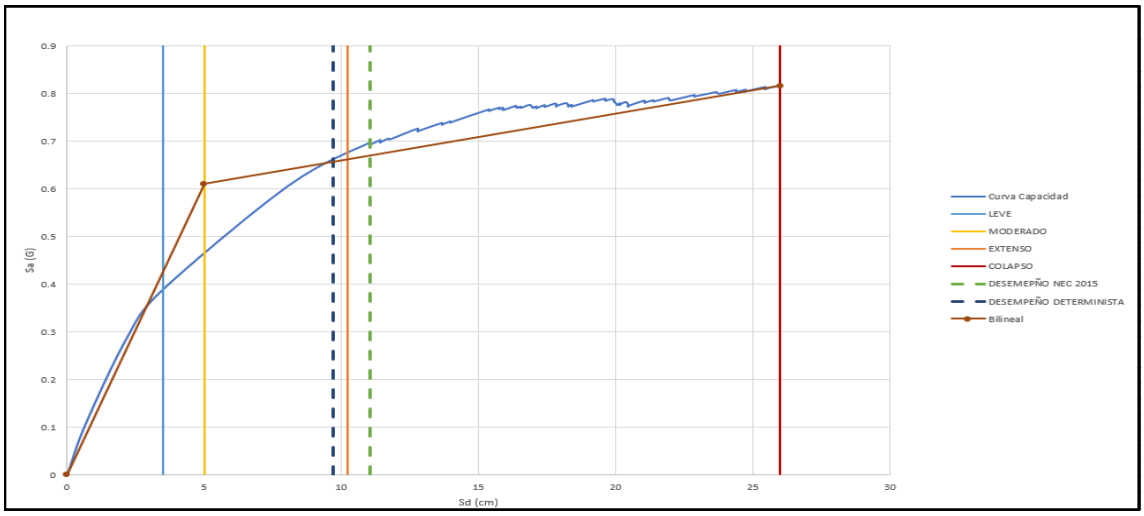


Fuente: Gabriel Montalvo.

Como se pude ver en la Figura 90 el punto de desempeño de ambos espectros cae entre los umbrales de daño Extenso y Completo, esto indica que la estructura se encuentra

sumamente dañada debido a que el hormigón ha alcanzado su máxima deformación y algunos elementos de refuerzos tienen grandes deformaciones, todo esto indica que está cerca del colapso.

Figura 91: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 1, Sentido Y.

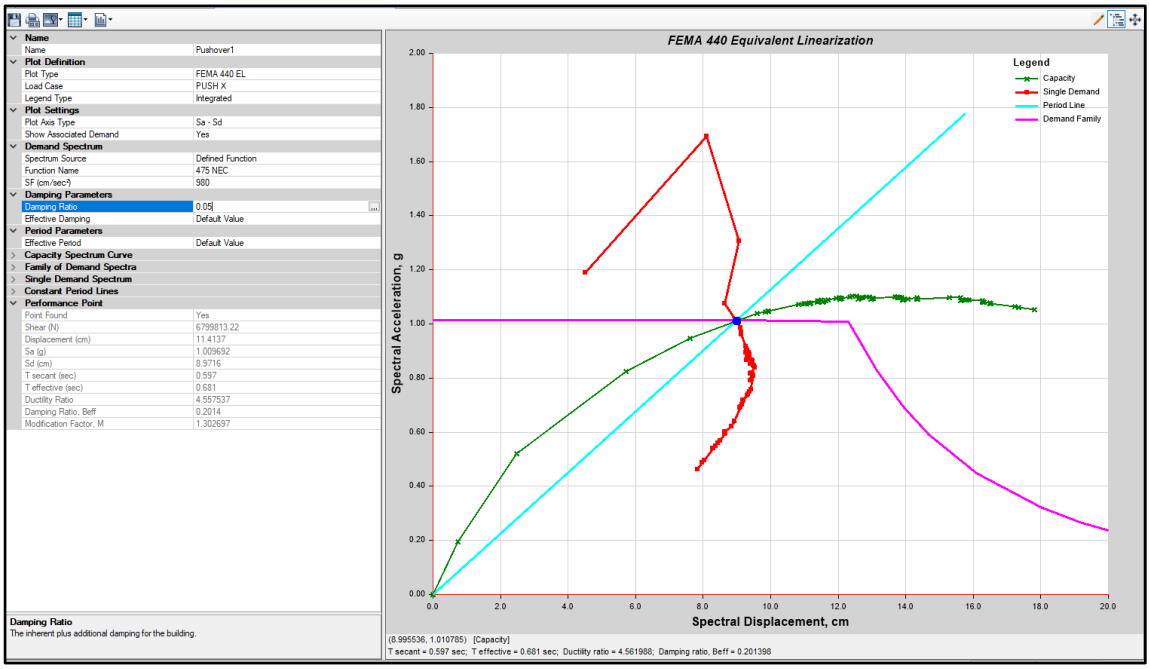


Fuente: Gabriel Montalvo.

En la Figura 91 se puede ver que para el punto de desempeño del espectro determinista los elementos estructurales ya han alcanzado la fluencia presentando fisuras muy pronunciadas, y para el espectro de la NEC se espera que el hormigón esté próximo a alcanzar su máxima deformación dando inicio al mecanismo de colapso de la estructura.

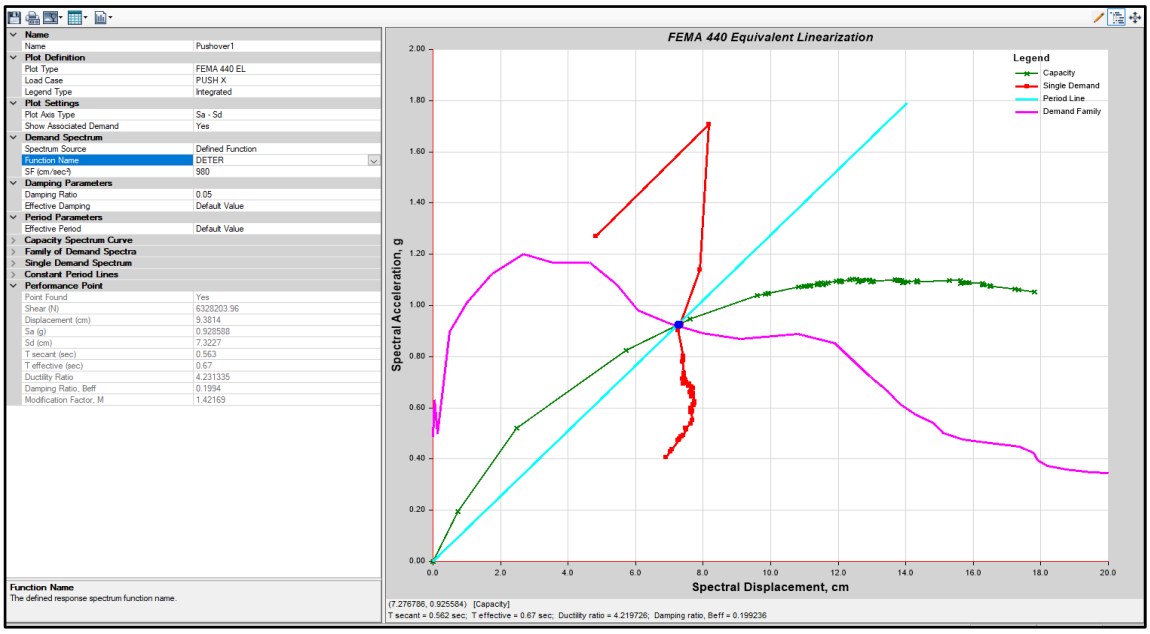
Desempeño Estructural Modelo 2 Bloque 2.

Figura 92: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.



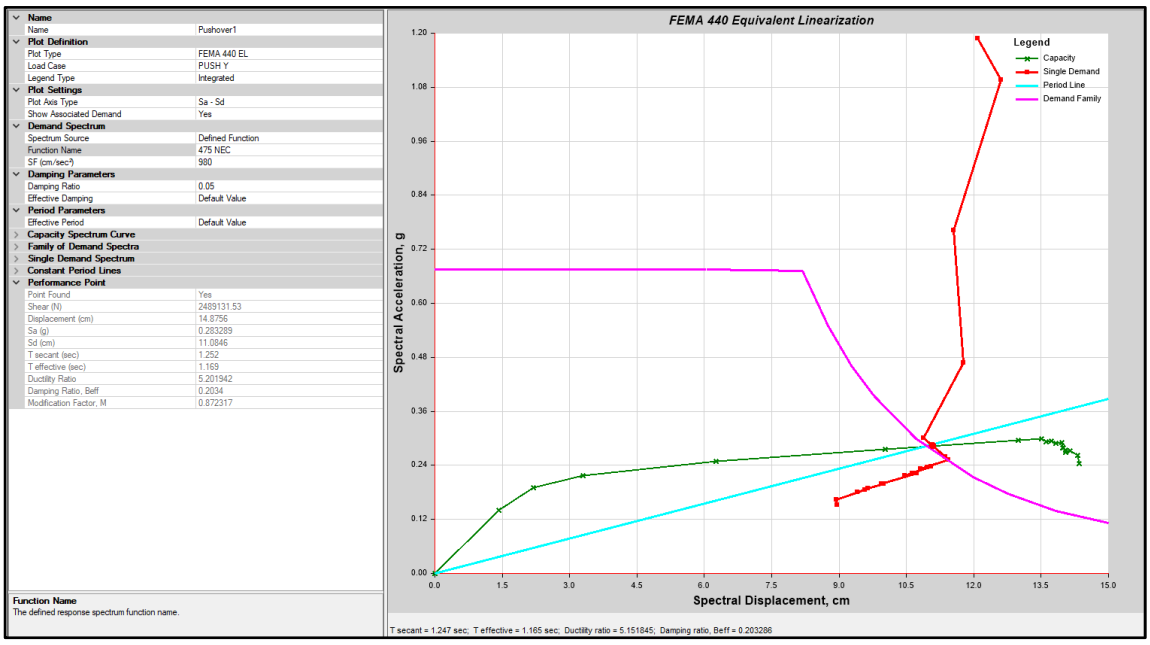
Fuente: ETABS 2016.

Figura 93: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.



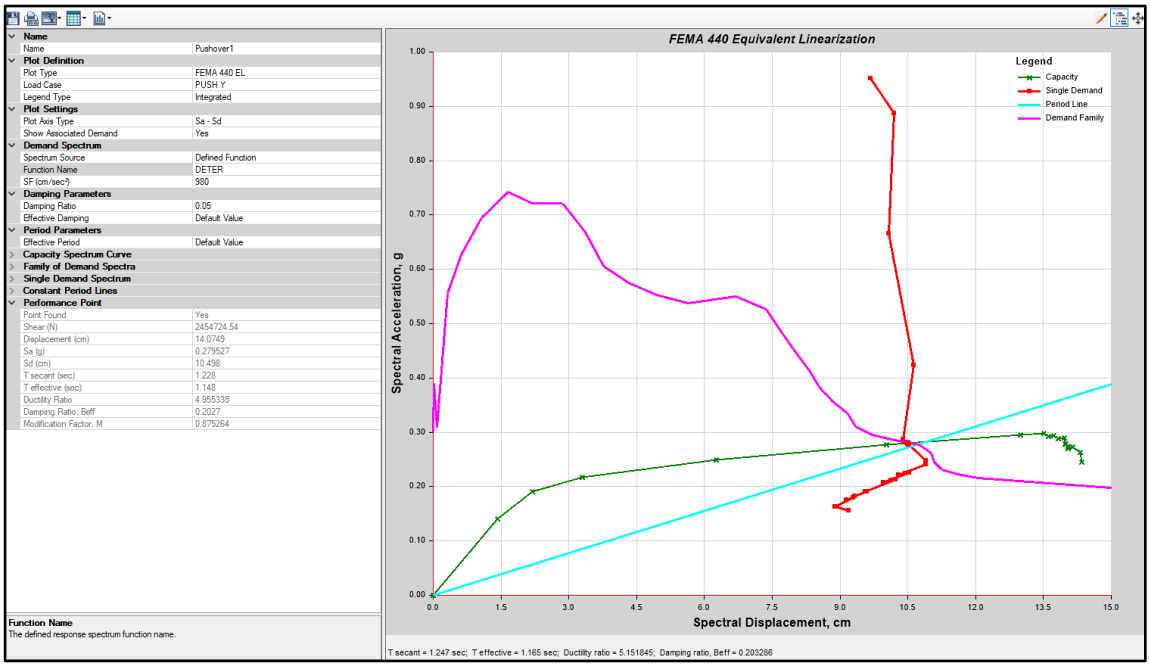
Fuente: ETABS 2016.

Figura 94: Punto de Desempeño, NEC 2015, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.



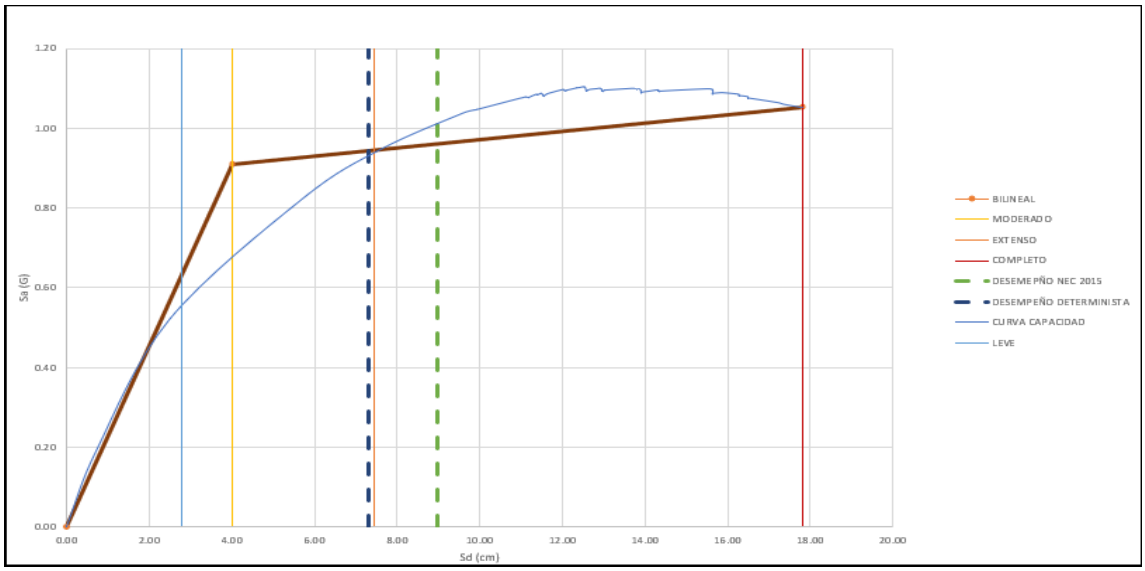
Fuente: ETABS 2016.

Figura 95: Punto de Desempeño, Determinista, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.



Fuente: ETABS 2016.

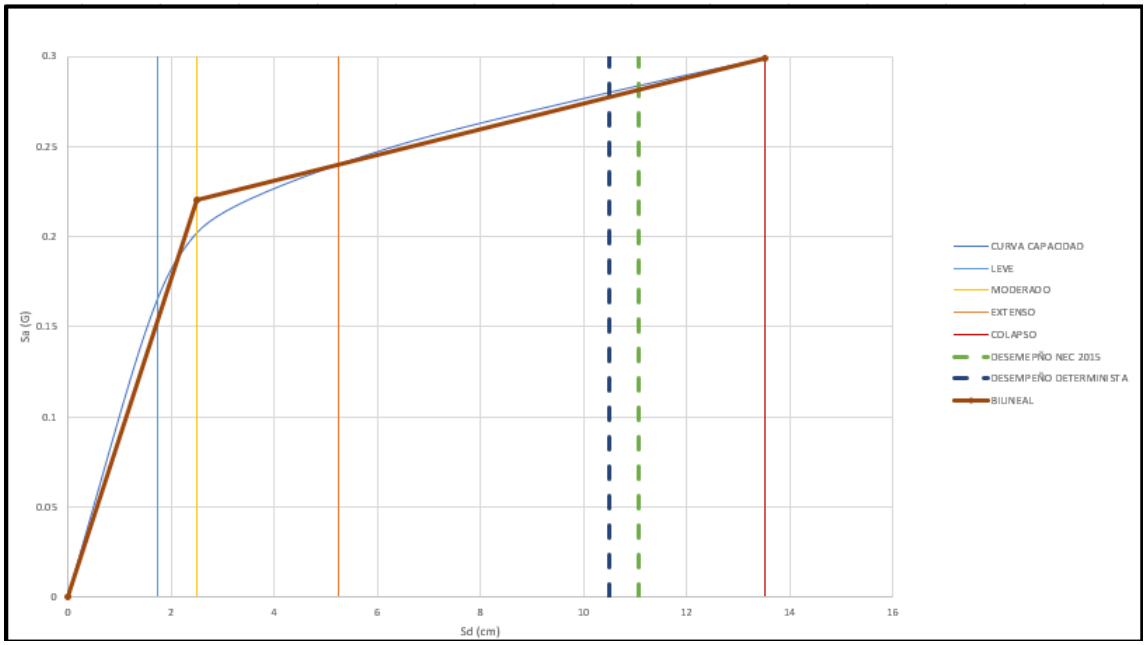
Figura 96: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 2, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

La Figura 96 muestra el espectro capacidad para el Bloque 2 del Modelo 2 en el sentido X, en el cual se puede ver que para el espectro determinista la estructura presenta un desempeño Extenso es decir que sus elementos ya han pasado de la fluencia presentando grandes deformaciones, mientras que para el Espectro de la NEC 2015 la estructura se encuentra en el inicio del proceso de colapso con sus elementos de refuerzos totalmente deformados y su hormigón próximo a alcanzar su máxima deformación.

Figura 97: Espectro Capacidad Bilineal, Modelo 2, Bloque 2, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

En cambio, para el sentido Y se puede observar en la Figura 97 que ambos puntos de desempeño están cercanos al umbral de daño completo, esto indica que el hormigón ya ha alcanzado su máxima deformación, los refuerzos están deformados y algunos otros rotos, por lo tanto, la estructura está próxima al colapso

4.2.2.3.Curvas de Fragilidad.

En el literal anterior se ha determinado el punto de desempeño de las estructuras (Bloques) usando las dos demandas planteadas, en el cual hemos podido identificar el daño que presentaría la estructura en caso de que ocurriera dichas solicitaciones. Para esta parte del estudio se realiza un análisis de fragilidad basándonos en las consideraciones de HAZUS y RISK EU con el fin de determinar el porcentaje de probabilidad de ocurrencia de dichos umbrales de daño para los mismos puntos de desempeño obtenidos anteriormente.

Como se indicó en el Capítulo II las curvas de fragilidad están representadas por una distribución Beta Equivalente, dicha función esta presentada en la Ecuación 27. Estas

curvas quedan definidas por dos parámetros, el valor medio $\overline{Sd}$,ds y la desviación estándar β_{ds}, el primero define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el daño es de 50%, y el segundo da una idea de la dispersión, [23].

RISK EU plantea 4 fórmulas para determinar directamente la desviación estándar para cada umbral de estado de daño en función del logaritmo natural de la ductilidad ultima (Uu) de la estructura como se muestra a continuación, [31].

Daño leve

$$\beta_{Sd1} = 0.25 + 0.07 * \ln(Uu) \qquad \text{Ec 39}$$

Daño Moderado

$$\beta_{Sd2} = 0.2 + 0.18 * \ln(Uu) \qquad \text{Ec 40}$$

Daño extenso

$$\beta_{Sd3} = 0.1 + 0.4 * \ln(Uu) \qquad \text{Ec 41}$$

Completo

$$\beta_{Sd4} = 0.15 + 0.5 * \ln(Uu) \qquad \text{Ec 42}$$

Como ya se había indicado en la Ecuación 5 la ductilidad última (Uu) es la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia, en la Tabla 57 se muestra los valores medios con sus respectivas desviaciones estándar para los diferentes bloques estudiados.

Tabla 57: Parámetros de las Curvas de Fragilidad.

# Modelo	# Bloque	Sentido	*Uu*	*Sd1*	*βds1*	*Sd2*	*βds2*	*Sd3*	*βds3*	*Sd4*	*βds4*
MODELO 1	Bloque 1	X	4.72	2.92	0.359	4.17	0.479	8.04	0.720	19.65	0.926
		Y	3.63	4.08	0.340	5.83	0.432	9.68	0.616	21.20	0.795
	Bloque 2	X	3.82	2.33	0.344	3.33	0.441	5.68	0.636	12.72	0.820
		Y	3.59	2.80	0.339	4.00	0.430	6.59	0.611	14.35	0.789
MODELO 2	Bloque 1	X	7.62	1.56	0.392	2.23	0.565	5.92	0.912	17.00	1.165
		Y	5.19	3.50	0.365	5.00	0.497	10.25	0.759	26.00	0.974
	Bloque 2	X	4.45	2.80	0.355	4.00	0.469	7.45	0.698	17.82	0.897
		Y	5.40	1.75	0.368	2.50	0.504	5.25	0.775	13.51	0.993

Fuente: Gabriel Montalvo.

En el capítulo II se definió la teoría sobre las curvas de fragilidad, donde se indica que dichas curvas se ajustan a la función Log normal beta, y quedan definidas mediante 2 parámetros que son el estado de daño medio y la desviación estándar. En la Ecuación 37 se puede observar dicha función.

$$P[ds/Sd] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}}\ln\left(\frac{Sd}{\overline{Sd}\,,ds}\right)\right] \quad \text{Ec} \quad 27$$

Donde:

$Sd =$ es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica.

$\overline{Sd}$,ds = es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza el umbral de estado de daño ds.

$\beta_{ds} =$ es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daños ds.

$\Phi =$ es la función de distribución acumulativa normal estándar.

El proceso para determinar estas curvas es el siguiente.

1. Calcular la relación entre la unidad y la desviación estándar, consiguiente a esto se calcula el logaritmo natural de el desplazamiento espectral para el estado de daño medio Sd_i.

2. Se determina el producto entre estas dos relaciones.
3. Luego se obtiene la probabilidad de ocurrencia en base a la distribución acumulativa normal estándar, para esto se puede usar las tablas de probabilidad de este tipo de distribución como se puede ver en la figura 98 y 99 o calcularla directamente con la ayuda de una hoja de cálculo Excel usando el comando DISTR.NORM.ESTAND.N().
4. Para determinar la matriz de probabilidad se realiza una diferencia entre las distintas probabilidades de ocurrencia que existe según el estado de daño para el punto de desempeño analizado, teniendo en cuenta que la suma total de estas da el 100%.

Figura 98: Tabla 6A de Probabilidades acumuladas de la distribución normal estándar

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
−3.4	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0002
−3.3	.0005	.0005	.0005	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0003
−3.2	.0007	.0007	.0006	.0006	.0006	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005
−3.1	.0010	.0009	.0009	.0009	.0008	.0008	.0008	.0008	.0007	.0007
−3.0	.0013	.0013	.0013	.0012	.0012	.0011	.0011	.0011	.0010	.0010
−2.9	.0019	.0018	.0018	.0017	.0016	.0016	.0015	.0015	.0014	.0014
−2.8	.0026	.0025	.0024	.0023	.0023	.0022	.0021	.0021	.0020	.0019
−2.7	.0035	.0034	.0033	.0032	.0031	.0030	.0029	.0028	.0027	.0026
−2.6	.0047	.0045	.0044	.0043	.0041	.0040	.0039	.0038	.0037	.0036
−2.5	.0062	.0060	.0059	.0057	.0055	.0054	.0052	.0051	.0049	.0048
−2.4	.0082	.0080	.0078	.0075	.0073	.0071	.0069	.0068	.0066	.0064
−2.3	.0107	.0104	.0102	.0099	.0096	.0094	.0091	.0089	.0087	.0084
−2.2	.0139	.0136	.0132	.0129	.0125	.0122	.0119	.0116	.0113	.0110
−2.1	.0179	.0174	.0170	.0166	.0162	.0158	.0154	.0150	.0146	.0143
−2.0	.0228	.0222	.0217	.0212	.0207	.0202	.0197	.0192	.0188	.0183
−1.9	.0287	.0281	.0274	.0268	.0262	.0256	.0250	.0244	.0239	.0233
−1.8	.0359	.0351	.0344	.0336	.0329	.0322	.0314	.0307	.0301	.0294
−1.7	.0446	.0436	.0427	.0418	.0409	.0401	.0392	.0384	.0375	.0367
−1.6	.0548	.0537	.0526	.0516	.0505	.0495	.0485	.0475	.0465	.0455
−1.5	.0668	.0655	.0643	.0630	.0618	.0606	.0594	.0582	.0571	.0559
−1.4	.0808	.0793	.0778	.0764	.0749	.0735	.0721	.0708	.0694	.0681
−1.3	.0968	.0951	.0934	.0918	.0901	.0885	.0869	.0853	.0838	.0823
−1.2	.1151	.1131	.1112	.1093	.1075	.1056	.1038	.1020	.1003	.0985
−1.1	.1357	.1335	.1314	.1292	.1271	.1251	.1230	.1210	.1190	.1170
−1.0	.1587	.1562	.1539	.1515	.1492	.1469	.1446	.1423	.1401	.1379
−0.9	.1841	.1814	.1788	.1762	.1736	.1711	.1685	.1660	.1635	.1611
−0.8	.2119	.2090	.2061	.2033	.2005	.1977	.1949	.1922	.1894	.1867
−0.7	.2420	.2389	.2358	.2327	.2296	.2266	.2236	.2206	.2177	.2148
−0.6	.2743	.2709	.2676	.2643	.2611	.2578	.2546	.2514	.2483	.2451
−0.5	.3085	.3050	.3015	.2981	.2946	.2912	.2877	.2843	.2810	.2776
−0.4	.3446	.3409	.3372	.3336	.3300	.3264	.3228	.3192	.3156	.3121
−0.3	.3821	.3783	.3745	.3707	.3669	.3632	.3594	.3557	.3520	.3483
−0.2	.4207	.4168	.4129	.4090	.4052	.4013	.3974	.3936	.3897	.3859
−0.1	.4602	.4562	.4522	.4483	.4443	.4404	.4364	.4325	.4286	.4247
−0.0	.5000	.4960	.4920	.4880	.4840	.4801	.4761	.4721	.4681	.4641

Fuente: Departamento Académico de Estadística, México.

Figura 99: Tabla 6B de Probabilidades acumuladas de la distribución normal estándar

0.0	.5000	.5040	.5080	.5120	.5160	.5199	.5239	.5279	.5319	.5359
0.1	.5398	.5438	.5478	.5517	.5557	.5596	.5636	.5675	.5714	.5753
0.2	.5793	.5832	.5871	.5910	.5948	.5987	.6026	.6064	.6103	.6141
0.3	.6179	.6217	.6255	.6293	.6331	.6368	.6406	.6443	.6480	.6517
0.4	.6554	.6591	.6628	.6664	.6700	.6736	.6772	.6808	.6844	.6879
0.5	.6915	.6950	.6985	.7019	.7054	.7088	.7123	.7157	.7190	.7224
0.6	.7257	.7291	.7324	.7357	.7389	.7422	.7454	.7486	.7517	.7549
0.7	.7580	.7611	.7642	.7673	.7704	.7734	.7764	.7794	.7823	.7852
0.8	.7881	.7910	.7939	.7967	.7995	.8023	.8051	.8078	.8106	.8133
0.9	.8159	.8186	.8212	.8238	.8264	.8289	.8315	.8340	.8365	.8389
1.0	.8413	.8438	.8461	.8485	.8508	.8531	.8554	.8577	.8599	.8621
1.1	.8643	.8665	.8686	.8708	.8729	.8749	.8770	.8790	.8810	.8830
1.2	.8849	.8869	.8888	.8907	.8925	.8944	.8962	.8980	.8997	.9015
1.3	.9032	.9049	.9066	.9082	.9099	.9115	.9131	.9147	.9162	.9177
1.4	.9192	.9207	.9222	.9236	.9251	.9265	.9279	.9292	.9306	.9319
1.5	.9332	.9345	.9357	.9370	.9382	.9394	.9406	.9418	.9429	.9441
1.6	.9452	.9463	.9474	.9484	.9495	.9505	.9515	.9525	.9535	.9545
1.7	.9554	.9564	.9573	.9582	.9591	.9599	.9608	.9616	.9625	.9633
1.8	.9641	.9649	.9656	.9664	.9671	.9678	.9686	.9693	.9699	.9706
1.9	.9713	.9719	.9726	.9732	.9738	.9744	.9750	.9756	.9761	.9767
2.0	.9772	.9778	.9783	.9788	.9793	.9798	.9803	.9808	.9812	.9817
2.1	.9821	.9826	.9830	.9834	.9838	.9842	.9846	.9850	.9854	.9857
2.2	.9861	.9864	.9868	.9871	.9875	.9878	.9881	.9884	.9887	.9890
2.3	.9893	.9896	.9898	.9901	.9904	.9906	.9909	.9911	.9913	.9916
2.4	.9918	.9920	.9922	.9925	.9927	.9929	.9931	.9932	.9934	.9936
2.5	.9938	.9940	.9941	.9943	.9945	.9946	.9948	.9949	.9951	.9952
2.6	.9953	.9955	.9956	.9957	.9959	.9960	.9961	.9962	.9963	.9964
2.7	.9965	.9966	.9967	.9968	.9969	.9970	.9971	.9972	.9973	.9974
2.8	.9974	.9975	.9976	.9977	.9977	.9978	.9979	.9979	.9980	.9981
2.9	.9981	.9982	.9982	.9983	.9984	.9984	.9985	.9985	.9986	.9986
3.0	.9987	.9987	.9987	.9988	.9988	.9989	.9989	.9989	.9990	.9990
3.1	.9990	.9991	.9991	.9991	.9992	.9992	.9992	.9992	.9993	.9993
3.2	.9993	.9993	.9994	.9994	.9994	.9994	.9994	.9995	.9995	.9995
3.3	.9995	.9995	.9995	.9996	.9996	.9996	.9996	.9996	.9996	.9997
3.4	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9998

Fuente: Departamento Académico de Estadística, México.

En la tabla 58 se muestra el resultado del cálculo de la curva de fragilidad para el estado de daño leve del bloque 1 del modelo 1, donde se puede ver el proceso indicado para determinar las curvas de fragilidad.

Tabla 58: Datos de la curva de Fragilidad Estado Leve del Bloque 1 Modelo 1 Sentido X

Leve		ductilidad	4.72
Sd,ds1	2.92	Bds = 0.25+0.07ln(Uu)	0.359

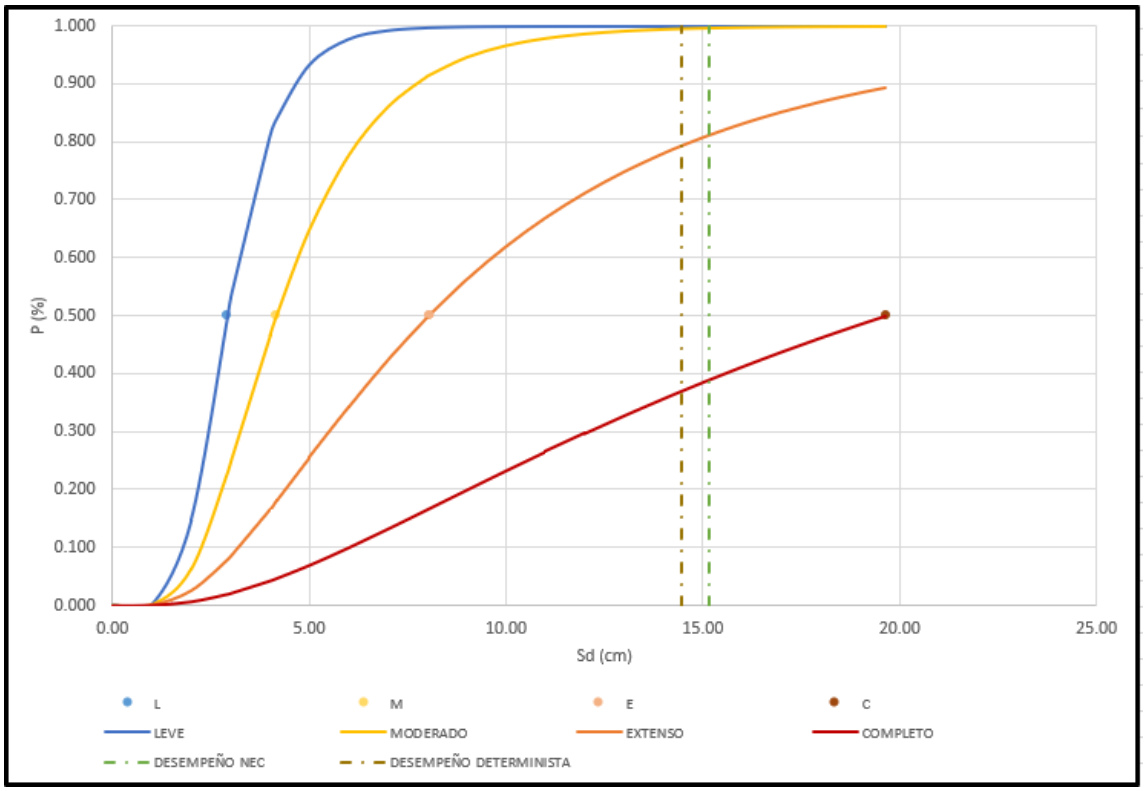
Sd	1/Bds*Ln(Sd/Sd,ds)	Φ(A)
cm	A	
0.00	0.00	0.00000
1.00	-2.99	0.00142
2.00	-1.05	0.14636
2.92	0.00	0.50000
3.00	0.08	0.53131
4.00	0.88	0.81080
4.17	0.99	0.84006
5.00	1.50	0.93360
6.00	2.01	0.97787
7.00	2.44	0.99269
8.00	2.81	0.99755
8.04	2.83	0.99765
9.00	3.14	0.99916
10.00	3.44	0.99970
11.00	3.70	0.99989
12.00	3.94	0.99996
13.00	4.17	0.99998
14.00	4.37	0.99999
14.46	4.46	1.00000
15.00	4.57	1.00000
15.14	4.59	1.00000
16.00	4.75	1.00000
17.00	4.92	1.00000
18.00	5.08	1.00000
19.00	5.23	1.00000
19.65	5.32	1.00000

Fuente: Gabriel Montalvo.

A continuación, se muestra los resultados del análisis de fragilidad con sus respectivas matrices probabilidad para cada bloque que conforman los modelos planteados en este estudio.

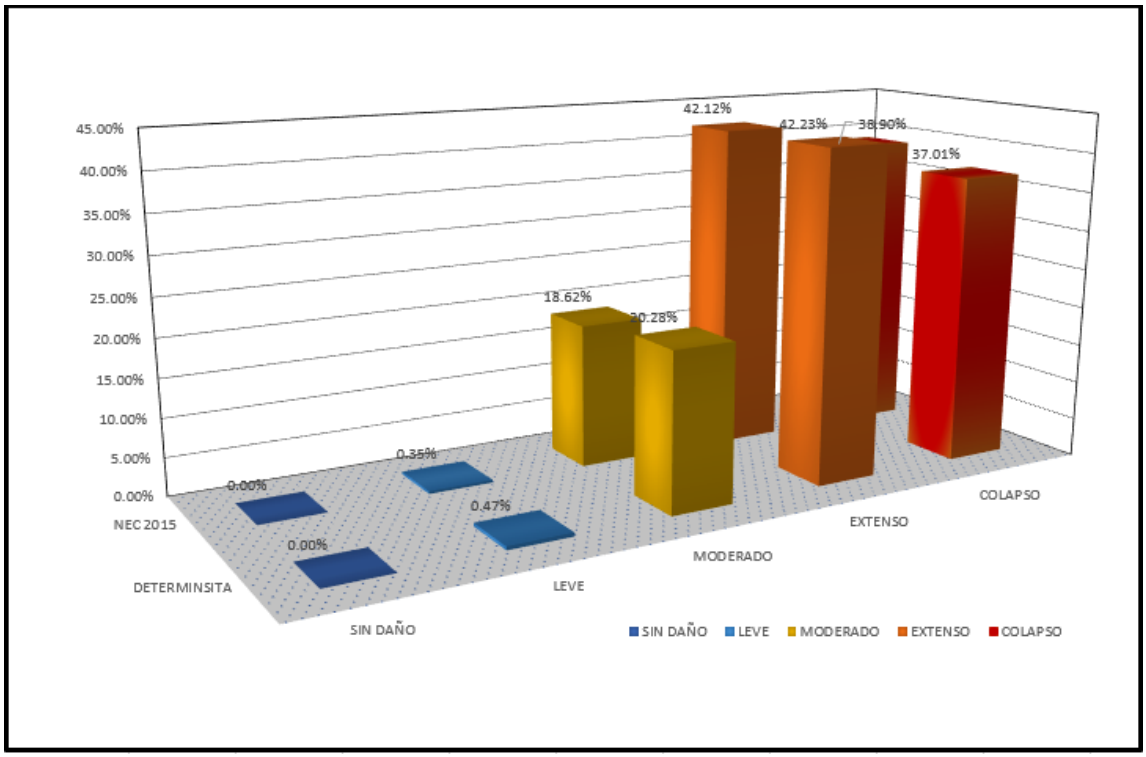
4.2.2.3.1. Fragilidad del Bloque 1 Modelo 1.

Figura 100: Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 101: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 59: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido X.

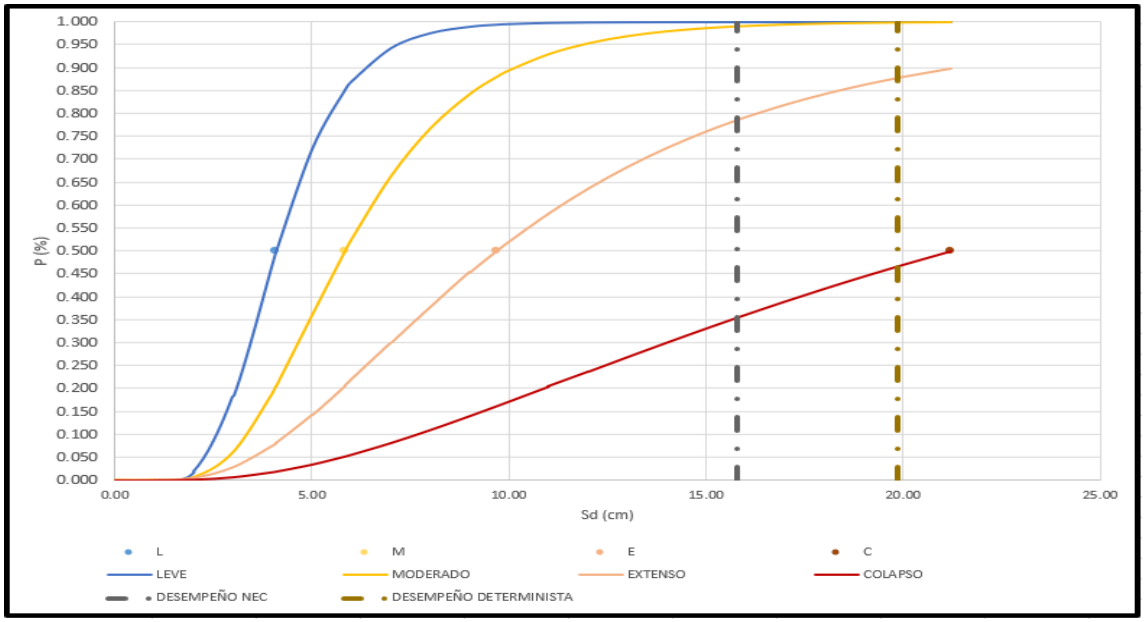
DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COLAPSO
NEC 2015	0.00%	0.35%	18.62%	42.12%	38.90%
DETERMINSITA	0.00%	0.47%	20.28%	42.23%	37.01%

Fuente: Gabriel Montalvo.

Para este bloque en este sentido se tiene una probabilidad del 42.12% y 42.23% de que ocurran daños extensos en los elementos estructurales, es decir grandes deformaciones en armaduras de refuerzos y en el hormigón, seguido de una probabilidad del 38.90% y 37.01% de que la estructura colapse, así mismo una probabilidad del 18.62% y 20.28% de tener daños moderados, presentado fisuras pronunciadas en vigas y columnas, por

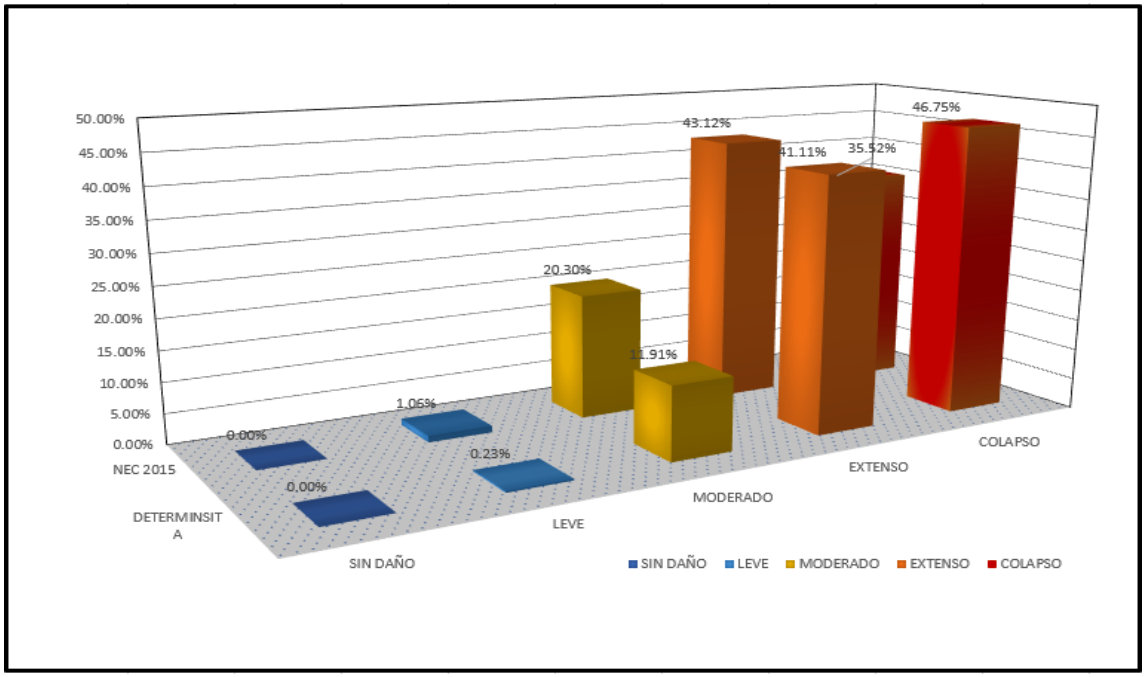
ultimo con una baja probabilidad inferior al 1% la estructura no llegaría a tener daños considerables.

Figura 102: Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 103: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 60: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 1, Sentido Y.

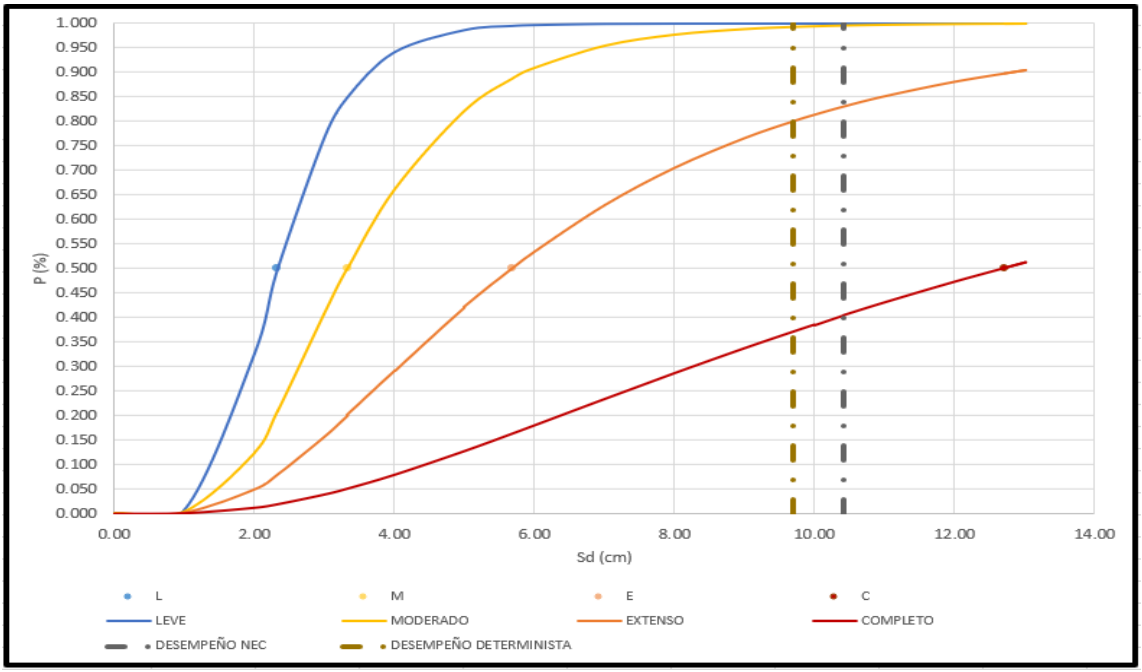
DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COLAPSO
NEC 2015	0.00%	1.06%	20.30%	43.12%	35.52%
DETERMINSITA	0.00%	0.23%	11.91%	41.11%	46.75%

Fuente: Gabriel Montalvo.

En este sentido las probabilidades cambian dependiendo de la demanda sísmica, hay un 43.12% de que la estructura presente daños extensos con el espectro de la NEC 2015, y un 46.75% de que la estructura colapse para el espectro determinista, con ambas demandas se tiene una probabilidad del 20.30% y 11.91% de que la estructura sufra daños moderados, presentando fisuras pronunciadas en sus elementos resistentes a carga lateral, además de esto, el bloque presenta una probabilidad baja de alrededor del 1% de no sufrir daños considerables.

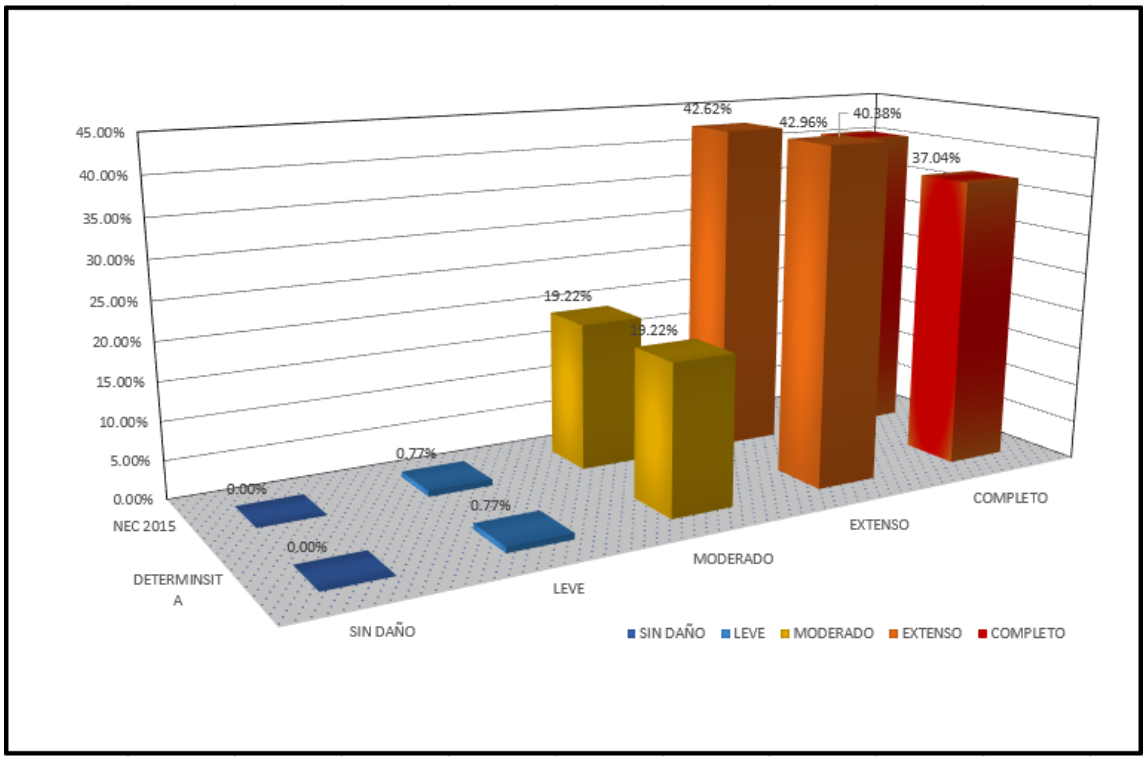
4.2.2.3.2. Fragilidad del Bloque 2 Modelo 1.

Figura 104: Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 105: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

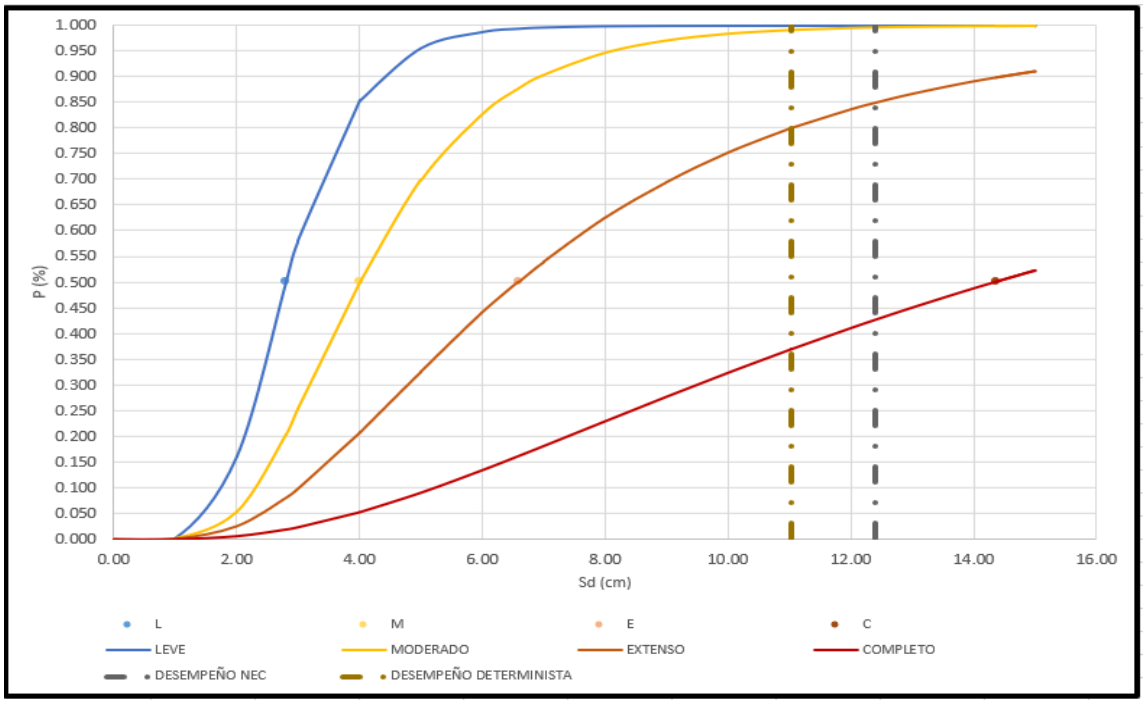
Tabla 61: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido X.

DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
NEC 2015	0.00%	0.49%	16.50%	42.62%	40.38%
DETERMINSITA	0.00%	0.77%	19.22%	42.96%	37.04%

Fuente: Gabriel Montalvo.

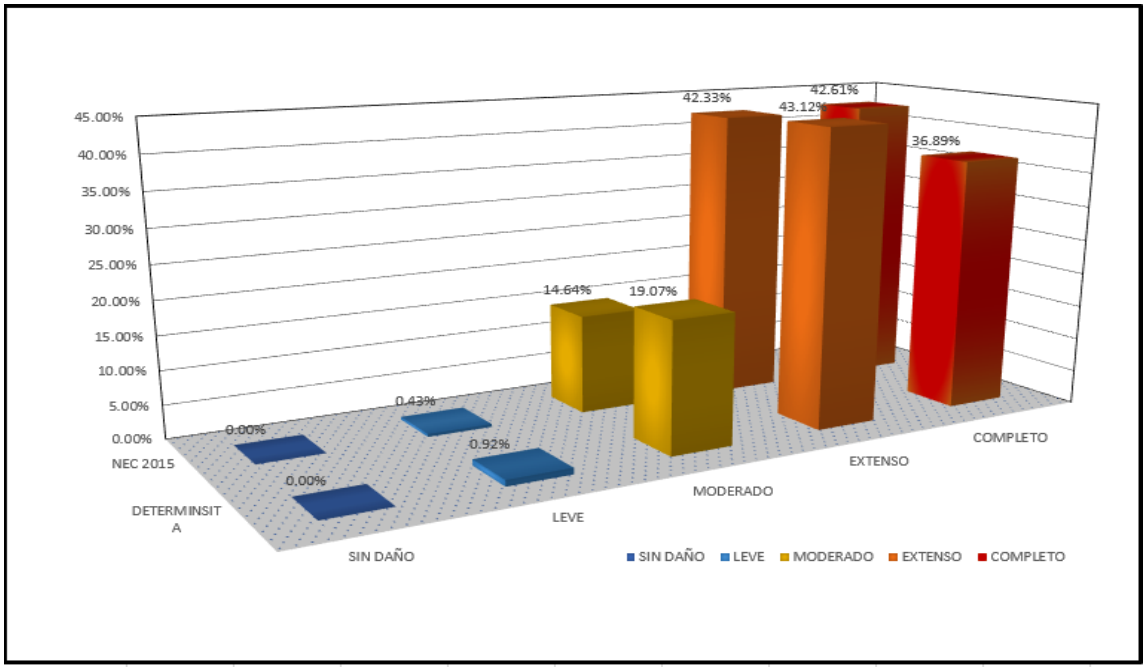
Para este bloque en el sentido X se tiene la mayor probabilidad con un 42.62% y 42.96% de que la estructura presente daños extensos, lo que indica que podría sufrir grandes deformaciones en sus elementos estructurales, por otro lado, con una probabilidad del 40.38% y 37.04% la estructura podría colapsar. Hay una probabilidad del 16.50% y del 19.22% de que la estructura presente únicamente fisuras pronunciadas en sus elementos principales y por ultimo y con muy baja probabilidad de menos de 1% la estructura no recibiría daños significativos ya que la estructura está lejos de pasar el punto de fluencia.

Figura 106: Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 107: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

.

Tabla 62: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 1, Sentido Y.

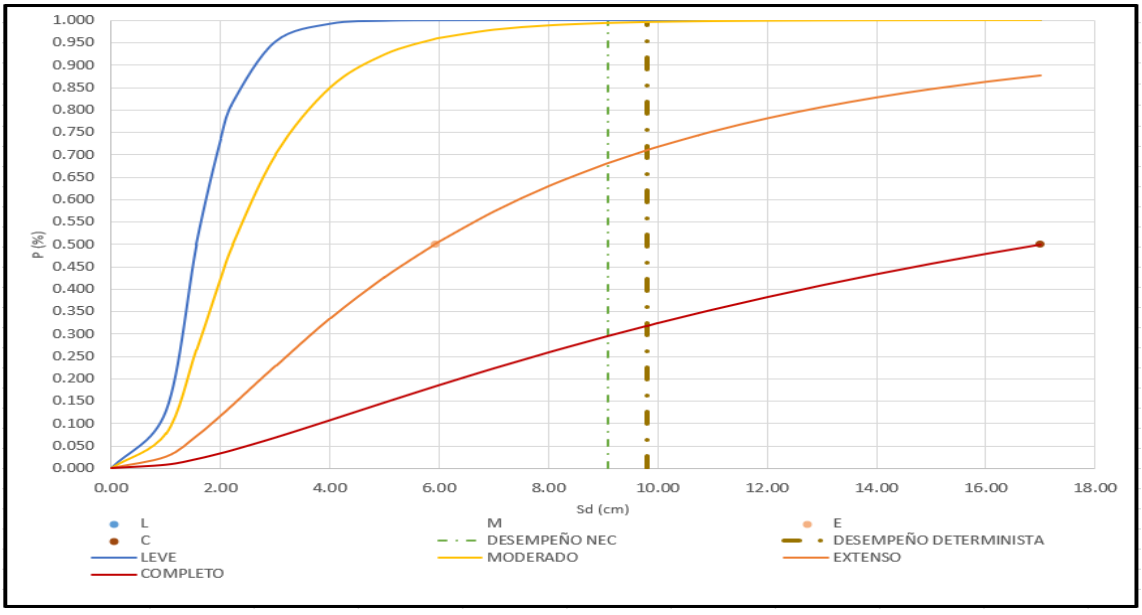
DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
NEC 2015	0.00%	0.43%	14.64%	42.33%	42.61%
DETERMINSITA	0.00%	0.92%	19.07%	43.12%	36.89%

Fuente: Gabriel Montalvo.

En este sentido se tiene una probabilidad mayor del 42.33% y 43.12 % de que la estructura presente daños considerables en sus elementos estructurales, lo que indica que el hormigón alcanzaría su máxima deformación y el acero de refuerzo presentará grandes deformaciones, habiendo inclusive elementos donde éste se encuentre roto, luego hay una probabilidad alta del 42.61% y 36.89% de que la estructura colapse. La probabilidad de que la estructura pase el punto de fluencia es del 14.64% y 19.07%, por otro lado, para que la estructura no sufra daño considerable alguno la probabilidad es baja siendo esta inferior al 1%.

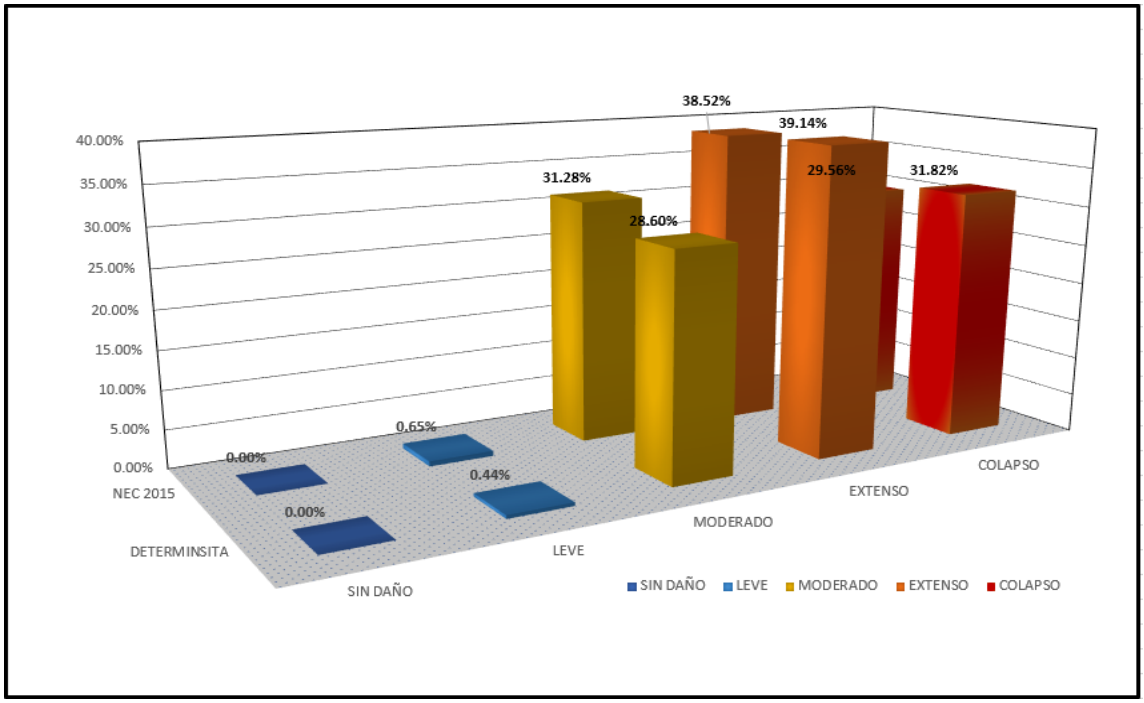
4.2.2.3.3. Fragilidad del Bloque 1 Modelo 2.

Figura 108; Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 109: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 63: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido X.

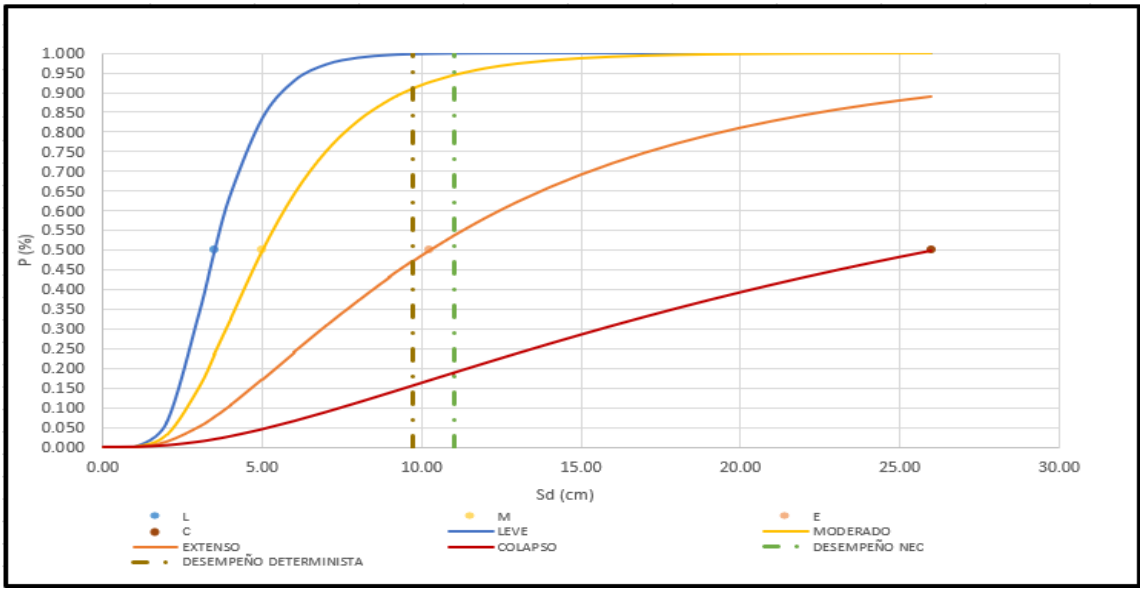
DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COLAPSO
NEC 2015	0.00%	0.65%	31.28%	38.52%	29.56%
DETERMINSITA	0.00%	0.44%	28.60%	39.14%	31.82%

Fuente: Gabriel Montalvo.

En este sentido según el análisis de fragilidad con las dos demandas planteadas hay mayor probabilidad de que la estructura sufra daños correspondientes al estado de daño extenso, esto indica que existe un porcentaje de 38.52% y 39.14% de que la estructura presente grandes deformaciones en su armadura de refuerzo y que su hormigón alcance su deformación máxima, seguido de un 29.56% y 31.82% de probabilidad de daño completo, es decir que la estructura ha colapsado o está cerca de ello. Similar a la probabilidad de colapso se presenta el estado de daño moderado, con un 31.28% y 28.60% de que la estructura únicamente presente fisuras, por último, con una probabilidad inferior al 1% de

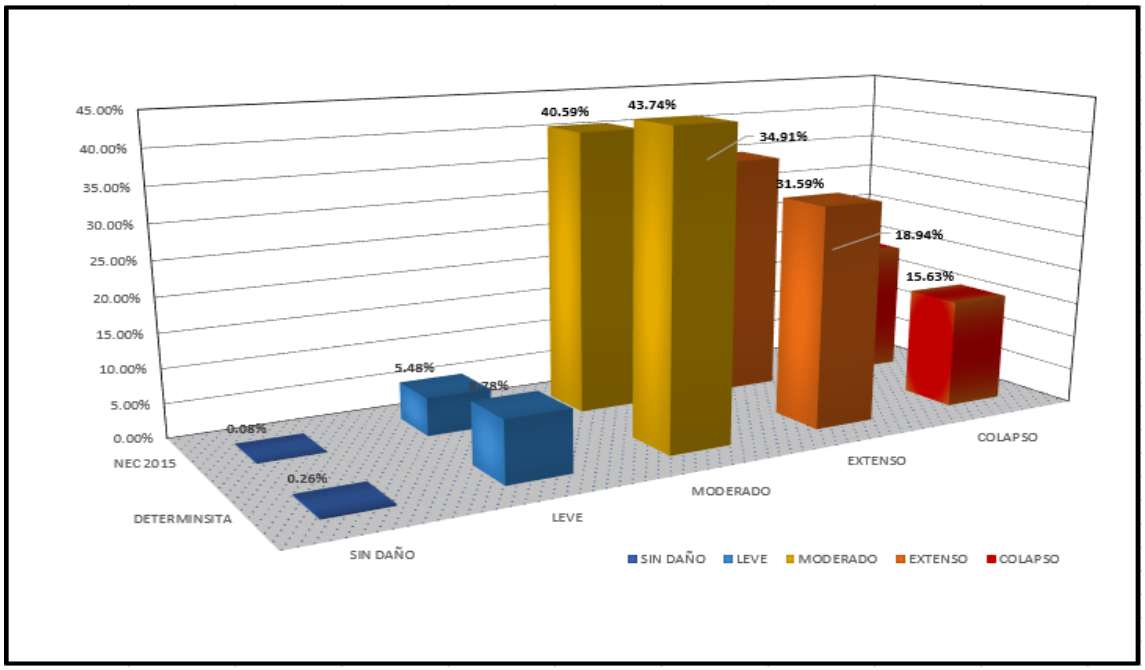
ocurrencia se concluye la estructura no puede presentar daños o fisuras mínimas por flexión o corte.

Figura 110: Curvas de Fragilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 111: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Tabla 64: Matriz Probabilidad, Bloque 1, Modelo 2, Sentido Y.

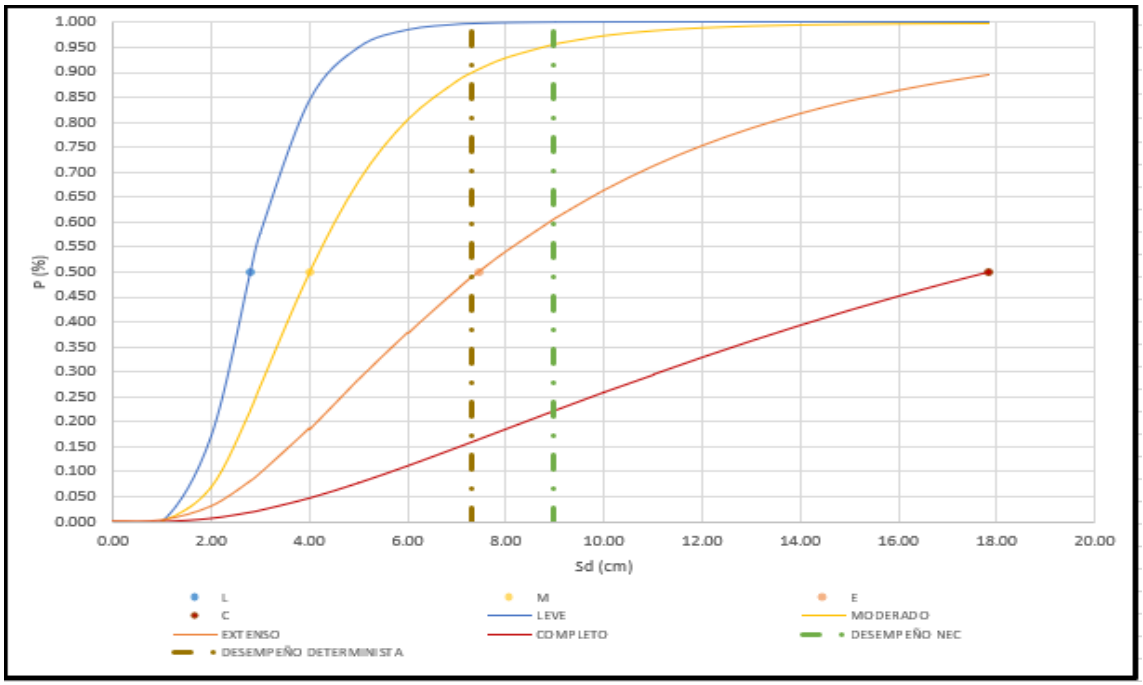
DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COLAPSO
NEC 2015	0.08%	5.48%	40.59%	34.91%	18.94%
DETERMINSITA	0.26%	8.78%	43.74%	31.59%	15.63%

Fuente: Gabriel Montalvo.

En este sentido hay mayor probabilidad con un 40.59% y 43.74% de ocurrencia de que la estructura presente daños en el rango moderado, es decir que sus elementos estructurales presenten fisuras pronunciadas debido a que han alcanzado la fluencia, así mismo hay una probabilidad del 34.91% y 31.59% de que presente daños extensos, de tal manera que sus elementos pueden sobrepasar la fluencia y presentar altas deformaciones. La probabilidad de daño completo o colapso es menor con respecto a las anteriores con un porcentaje de 18.94% y 15.63%, por último, con una baja probabilidad de 5.48% y 8.78% la estructura no alcanzará a tener daños mayores a pequeñas fisuras en sus elementos estructurales.

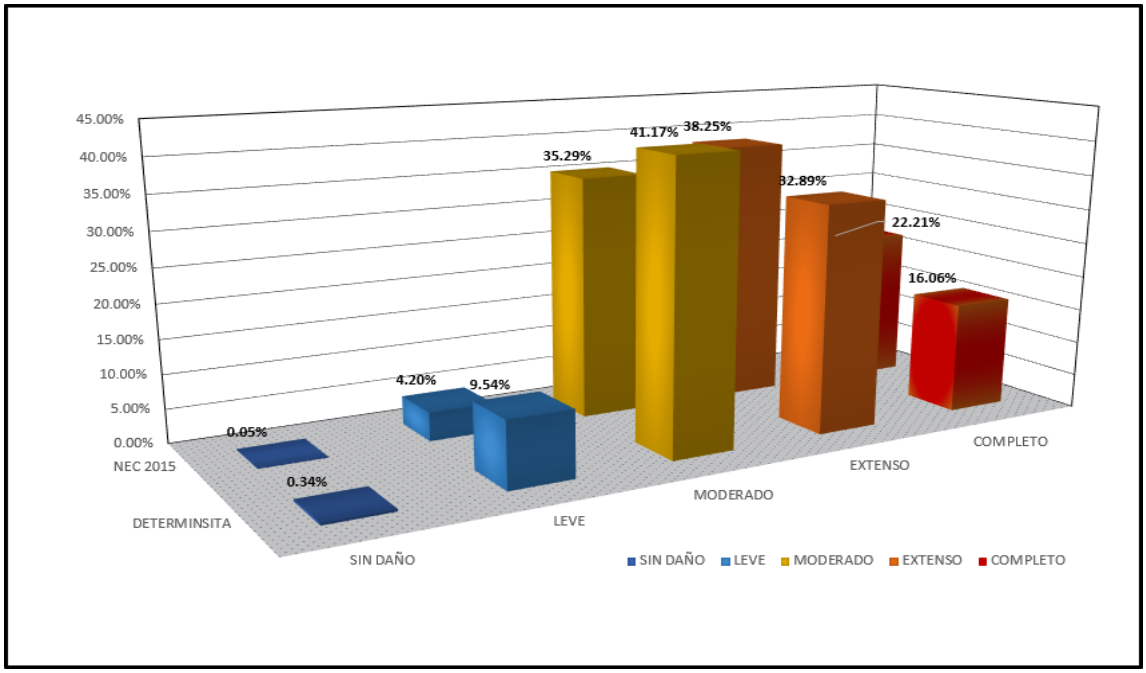
4.2.2.3.4. Fragilidad del Bloque 2 Modelo 2.

Figura 112: Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 113: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.



Fuente: Gabriel Montalvo.

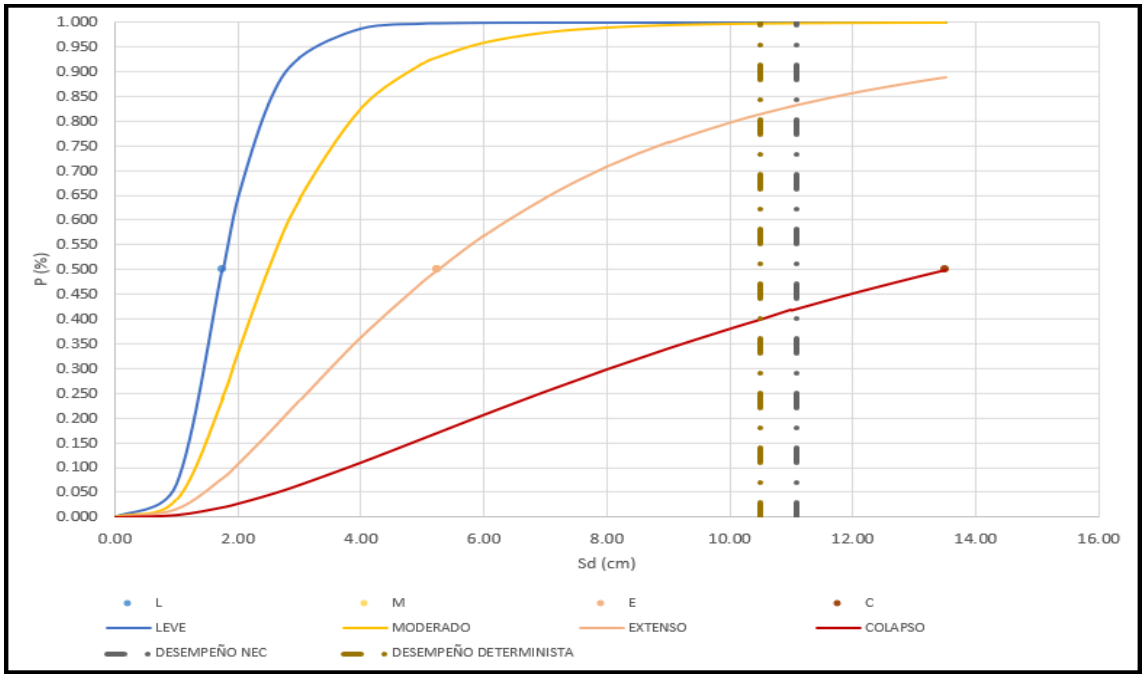
Tabla 65: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido X.

DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COMPLETO
NEC 2015	0.05%	4.20%	35.29%	38.25%	22.21%
DETERMINSITA	0.34%	9.54%	41.17%	32.89%	16.06%

Fuente: Gabriel Montalvo.

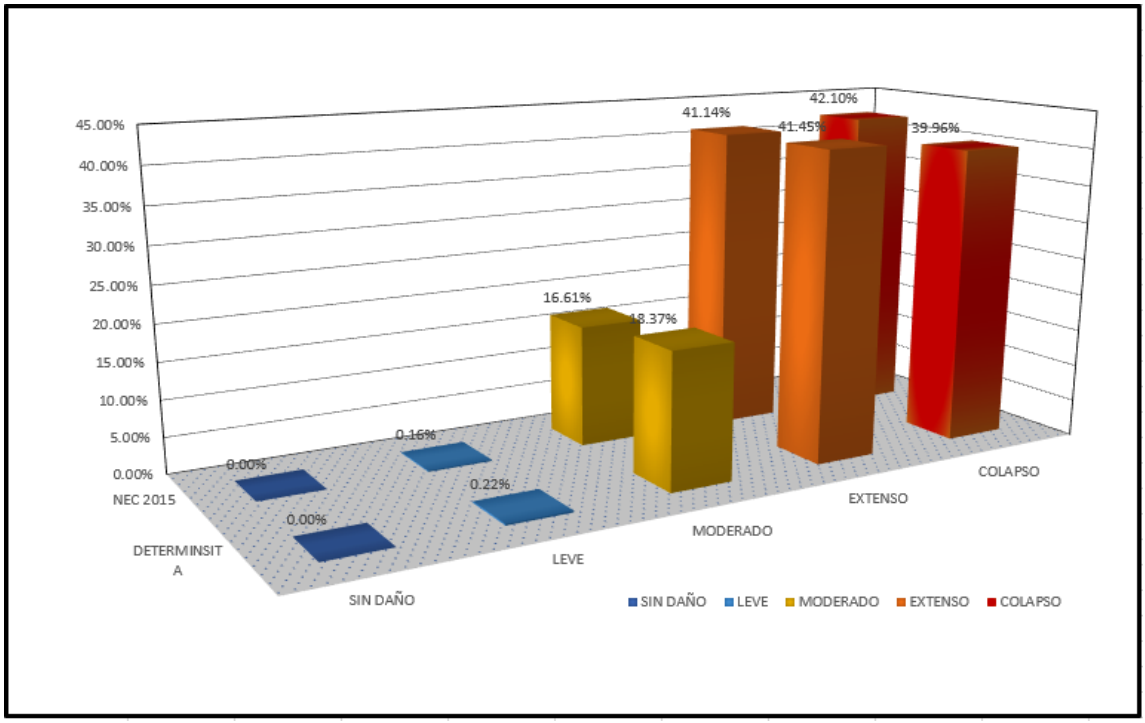
Para este sentido de análisis las probabilidades cambian según la demanda aplicada, por ejemplo, para el Espectro de la NEC 2015, se tiene la mayor probabilidad de que la estructura sufra daños extensos con un 38.25%, mientras que para la demanda determinista este porcentaje baja a 32.89%, así mismo existe mayor probabilidad para la demanda Determinista que la estructura presente daños moderados es sus elementos con un 41.17% y para la NEC 2015 un porcentaje de 35.29%. la probabilidad de que la estructura llegue a colapsar o presentar daños graves es del 22.21% y 16.06%, seguido al final con la menor probabilidad de 4.20% y 9.54% de que este edificio no presente daños considerables.

Figura 114: Curvas de Fragilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo.

Figura 115: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.



Fuente: Gabriel Montalvo

Tabla 66: Matriz Probabilidad, Bloque 2, Modelo 2, Sentido Y.

DEMANDA	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	EXTENSO	COLAPSO
NEC 2015	0.00%	0.16%	16.61%	41.14%	42.10%
DETERMINSITA	0.00%	0.22%	18.37%	41.45%	39.96%

Fuente: Gabriel Montalvo.

Para este sentido se espera con un porcentaje de aproximadamente 40 % que la estructura presente daños extensos en sus elementos principales o colapse totalmente, a pesar de esto queda claro que la estructura tiene gran probabilidad de presentar daños severos luego de un sismo.

La NEC 2015 indica que para estructuras especiales es necesario realizar un diseño sismorresistente utilizando como demanda sísmica un espectro de respuesta con un periodo de retorno de 2500 años. En este estudio como se pudo ver se realizó un análisis cuantitativo utilizando como demanda el espectro de diseño para un periodo de retorno de

475 años y el espectro determinista planteado por la universidad Técnica de Ambato que como se puede ver en la figura 22 del capítulo II, con los cuales se determinó la alta probabilidad de que la estructura colapse, por tanto no se procedió a repetir este análisis para la demanda sísmica considerada como rara por la NEC ya que para ésta ninguno de los bloques estudiados presenta un punto de desempeño lo que indica que la estructura colapsaría totalmente

4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.

Como se detalló a lo largo de este estudio, el edificio administrativo de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato presentó distintos grados de vulnerabilidad dependiendo de la metodología usada, en el caso del método cualitativo el grado de vulnerabilidad varió dependiendo de la norma utilizada, mientras que para el método cuantitativo la probabilidad de colapso de la estructura varió dependiendo de la amenaza aplicada, por tanto, se pudo confirmar la hipótesis anteriormente planteada, verificando que el edificio presenta distintos grados de vulnerabilidad según cual sea su método de análisis.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Se ha determinado el grado de vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato mediante dos metodologías: la primera cualitativa en la cual se pudo observar que la estructura se considera de alta vulnerabilidad según FEMA 154 y de baja vulnerabilidad según las normas locales, la segunda de manera cuantitativa, para lo cual se procedió a realizar un análisis estático no lineal PUSHOVER y con la ayuda de las curvas de fragilidad se determinó en general que la estructura presenta grandes probabilidades de sufrir daños extensos en sus elementos estructurales así como también de colapsar, es decir presenta una alto grado vulnerabilidad tanto para demanda sísmica de la NEC 2015 o sismo de diseño como para el espectro Determinista de la Universidad Técnica de Ambato realizado en el sector del edificio estudiado.

- Mediante la inspección visual rápida se pudo determinar que el edificio analizado se encuentra en buen estado ya que no presenta ningún tipo de fisura tanto en elementos estructurales como no estructurales, pero a su vez el mismo tiene graves irregularidades en planta como en elevación, además de tener problemas con columnas cortas y columnas esbeltas, los mismos de provocarían un desempeño estructural pobre al momento de una solicitación sísmica.

- Se determinó la curva capacidad de cada bloque que conforma el edifico tanto para los dos modelos planteados, de la misma manera se determinó el punto de

desempeño para la demanda sísmica usada, es decir, por la NEC 2015 y el espectro determinista, de estos resultados se pudo observar que la demanda que ocasiona mayor probabilidad de que la estructura colapse fue el espectro de respuesta de la Norma NEC 2015.

- Al revisar los resultados obtenidos mediante la metodología cualitativa se puede notar la diferencia de resultados que existen entre el formato FEMA 154 y los formatos locales planteados por la NEC y la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos, esto debido a que el primer formato mencionado consta de dos niveles de análisis en el cual se puede revisar el porqué de las penalizaciones que se le dan a la estructura en estudio, mientras que las normativas locales constan directamente de un solo nivel de investigación en el cual califican con altos puntajes a las estructuras de hormigón armado y que sean construidas en fechas recientes, esto está fuera de la realidad del país como se pudo notar en el sismo reciente de Pedernales, donde colapsaron estructuras relativamente nuevas.

- Partiendo de los resultados obtenidos a partir del análisis de grado de vulnerabilidad aplicando el método cualitativo, se puede demostrar la subjetividad que tienen estos formatos al momento de la inspección de campo, debido a que el éxito en estos casos dependería principalmente de la experiencia y conocimiento del evaluador.

- En este estudio se pudo verificar que existe una disminución de la probabilidad no muy considerable de colapsar de la estructura cuando se modificó las secciones en el modelo 2 para que la misma cumpla con los parámetros sismorresistentes de la NEC 2015, esto se debe a que el edificio estudiado presenta graves irregularidades en planta y elevación, así como también columnas esbeltas que se arriostran en plantas no continuas, además de columnas cortas.

5.2. RECOMENDACIONES.

- Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de una estructura aplicando el método cualitativo es recomendable la capacitación sobre temas estructurales al evaluador.
- Se recomienda clasificar a las estructuras por tipologías al momento de determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de una gran cantidad de edificaciones, esto optimizará el tiempo invertido en el estudio.

- Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de una estructura más cercano a la realidad es recomendable hacerlo a través de métodos cuantitativos, como lo son el análisis estático no lineal o tiempo historia.

- Basándose en los resultados obtenidos en este estudio es recomendable realizar un estudio local de los elementos estructurales que conforman el edificio para un posible reforzamiento con el fin de reducir su grado de vulnerabilidad.

BIBLIOGRAFÍA

[1] Federal Emergency Management Agency , *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards,* Washington: FEMA 154, 2015.

[2] Centro de Investigación para la Gestión Integrada del riesgo de Desastres, «CIGIDEN,» CIGIDEN, 25 Febrero 2017. [En línea]. Available: http://cigiden.cl/es/modelo-permitira-evaluar-vulnerabilidad-sismica-viviendas-chile/. [Último acceso: 13 Junio 2018].

[3] SECRETARIA NACIONAL DE GESTION DE RIESGOS, *Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal.,* Quito: SECRETARIA NACIONAL DE GESTION DE RIESGOS, 2011.

[4] Ministerios de Desarrollo Urbano y Vivienda., *Peligro Sísmico,* Quito: MIDUVI, 2014.

[5] G. Guaicha, Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Colegio 9 De Octubre aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción medainte Metodología FEMA 154., Machala: Universidad Técnica de Machala, 2017.

[6] J. Cabezas, *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE COMUNICACIÓN SOCIAL, DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, UTILIZANDO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-RE, 2015),* Quito: Universidad Central Del Ecuador, 2016.

[7] Ministerio de desarrollo Urbano y Vivienda., *Guía Práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras,* Quito: MIDUVI, 2016.

[8] Á. Luna, *EVALUACIÓN DE LOS NOVELES DE DESEMPEÑO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES MEDIANTE EL USO DE UN ESPECTRO DETERMINISTA OBTENIDO A PARTIR DE UN ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO EN EL SECTOR LA FLORESTA II, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA,* Ambato: Universidad Técnica de Ambato, 2018.

[9] D. Bonnet y R. León, *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.,* Barcelona : Universidad Politécnica de Cataluña, 2003.

[10] D. Benedetti y V. Petrini, *Sulla vulnearability sismica di edifici in muratara: Proposte di un metodo di valutazione,* Roma: L' industria delle construzioni, 1984.

[11] U. Mena, *Evaluación del Riesgo Sísmico en zonas urbanas,* Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2002.

[12] Federal Emergency of Management Agency , Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation., Washington D. C.: FEMA 155, 2015.

[13] F. E. o. M. Agency, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Washington D.C.: FEMA 154, 2002.

[14] C. Duarte, M. Martinez y J. Santamaria, *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR,* San Salvador: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2017.

[15] F. E. o. M. Agency, Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings, Washington D.C.: FEMA 356, 2000.

[16] A. T. COUNCYL, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,* California: ATC 40, 1996.

[17] B. Mander, M. Priestley y R. Park, *Theoretical Stress - Strain Model For Confined Concrete,* ASCE, 1988.

[18] P. Lindao y K. Morán, *Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Iteracción y Relaciones Momento - Curvatura,* Guayaquil: ESPOL, 2015.

[19] R. Pekelnicky y C. Poland, Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings., San Francisco: ASCE 41 - 13, 2012.

[20] F. E. M. Agency, *Earthquake Loss Estimation Methodology,* Washington, D.C. : HAZUS - MH 2.1, 2001.

[21] Federal Emergency Agency Management, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,* Washington DC: FEMA, 2005.

[22] Federal Emergnecy Management Agency, *Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,* Washington DC: FEMA, 2000.

[23] J. G. M. Alfaro, *Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, región de los Ríos*, Valdivia: Universidad Austral de Chile, 2012.

[24] K. E. F. Rodriguez, *ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO",* Ambato: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, 2018.

[25] ASTM C805, Atandar test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, West Conshohocken: ASTM International , 2013.

[26] PROCEQ, martillo de Rebote Schmidt para ensayos de hormigón y roca., Schwerzenbach: PROCEQ, 2016.

[27] C. Martinez, Estadística y Muestreo, Bogotá: ECOE Ediciones, 2012.

[28] El Comercio, «El 60% de las edificaciones son informales en el Distrito Metropolitano de Quito,» 8 Enero 2017.

[29] UBC , Uniform Building Code, ICBO, 1997.

[30] R. Aguiar , Análisis Sísmico por Desemepeño, Quito, 2003.

[31] Z. Milutinovic y G. Trendafiloski, An Advanced Approan to earthquake risk scenarios with aplications to different European Towns, RISK EU, 2003.

ANEXOS

ANEXO A

Fotografía 1: Vista frontal del Edificio



Fotografía 2: Vista Posterior del Edificio.



Fotografía 3: Vista interna.



Fotografía 4: Vista Interna de columna esbelta.



Fotografía 5: Preparación de superficie de ensayo.



Fotografía 6: Verificación de armadura transversal.



Fotografía 7: Aplicando el Martillo Esclerométrico.



ANEXO B

Tablas de datos obtenidos del ensayo Esclerométrico.

PUNTO 1		
N° GOLPE	Q	
1	45	
2	45	
3	45	
4	45.5	
5	44.5	
6	47.5	
7	47.5	
8	49	
9	53.5	
10	52	
PROMEDIO	47.45	
RESITENCIA	275	KG/CM2

PUNTO 2		
N° GOLPE	Q	
1	49.5	
2	45.5	
3	49	
4	50	
5	45	
6	46.5	
7	48	
8	51.5	
9	52	
10	53	
PROMEDIO	49	
RESITENCIA	290	KG/CM2

PUNTO 3		
N° GOLPE	Q	
1	45	
2	45	
3	53.5	
4	45.5	
5	44.5	
6	47.5	
7	47.5	
8	49	
9	45	
10	52	
PROMEDIO	47.45	
RESITENCIA	275	KG/CM2

PUNTO 4		
N° GOLPE	Q	
1	51	
2	48.5	
3	48	
4	48.5	
5	46.5	
6	46	
7	45.5	
8	45.5	
9	46	
10	53	
PROMEDIO	47.85	
RESITENCIA	280	KG/CM2

PUNTO 5		
N° GOLPE	Q	
1	45	
2	45	
3	45	
4	45.5	
5	44.5	
6	45	
7	45	
8	49	
9	53.5	
10	52	
PROMEDIO	46.95	
RESITENCIA	270	KG/CM2

PUNTO 6		
N° GOLPE	Q	
1	51	
2	48.5	
3	48	
4	48.5	
5	46.5	
6	46	
7	45.5	
8	45.5	
9	46	
10	53	
PROMEDIO	47.85	
RESITENCIA	280	KG/CM2

PUNTO 7		
N° GOLPE	Q	
1	49.5	
2	45.5	
3	49	
4	50	
5	45	
6	46.5	
7	48	
8	51.5	
9	52	
10	53	
PROMEDIO	49	
RESITENCIA	300	KG/CM2

PUNTO 8		
N° GOLPE	Q	
1	45	
2	45	
3	45	
4	45.5	
5	44.5	
6	47.5	
7	47.5	
8	49	
9	53.5	
10	52	
PROMEDIO	47.45	
RESITENCIA	275	KG/CM2

PUNTO 9		
N° GOLPE	Q	
1	49.5	
2	45.5	
3	49	
4	50	
5	45	
6	46.5	
7	48	
8	51.5	
9	52	
10	53	
PROMEDIO	49	
RESITENCIA	300	KG/CM2

PUNTO 10		
N° GOLPE	Q	
1	47	
2	44.5	
3	49	
4	48.5	
5	44	
6	45.5	
7	48	
8	51	
9	51.5	
10	51	
PROMEDIO	48	
RESITENCIA	290	KG/CM2

PUNTO 11		
N° GOLPE	Q	
1	48	
2	53	
3	44.5	
4	53	
5	49	
6	47.5	
7	44.5	
8	45	
9	48.5	
10	45	
PROMEDIO	47.8	
RESITENCIA	280	KG/CM2

PUNTO 12		
N° GOLPE	Q	
1	45	
2	45	
3	45	
4	45.5	
5	44.5	
6	47.5	
7	47.5	
8	49	
9	53.5	
10	52	
PROMEDIO	47.45	
RESITENCIA	275	KG/CM2

PUNTO 13		
N° GOLPE	Q	
1	49.5	
2	45.5	
3	49	
4	50	
5	45	
6	46.5	
7	48	
8	51.5	
9	52	
10	53	
PROMEDIO	49	
RESITENCIA	300	KG/CM2

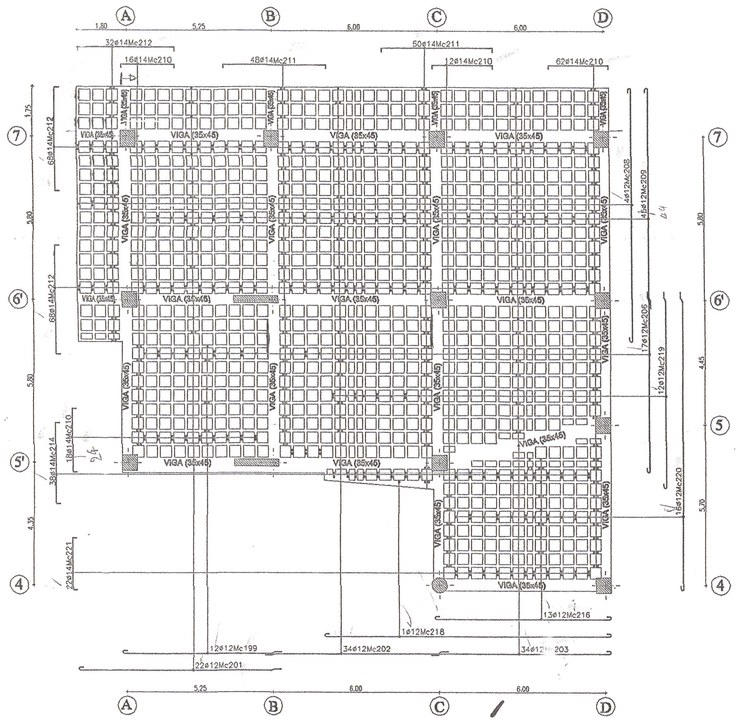
PUNTO 14		
N° GOLPE	Q	
1	49.5	
2	45.5	
3	49	
4	50	
5	45	
6	46.5	
7	48	
8	51.5	
9	52	
10	53	
PROMEDIO	49	
RESITENCIA	300	KG/CM2

PUNTO 15		
N° GOLPE	Q	
1	51	
2	48.5	
3	48	
4	48.5	
5	46.5	
6	46	
7	45.5	
8	45.5	
9	46	
10	53	
PROMEDIO	47.85	
RESITENCIA	280	KG/CM2

PUNTO 16		
N° GOLPE	Q	
1	45	
2	45	
3	45	
4	45.5	
5	44.5	
6	47.5	
7	47.5	
8	49	
9	53.5	
10	52	
PROMEDIO	47.45	
RESITENCIA	275	KG/CM2

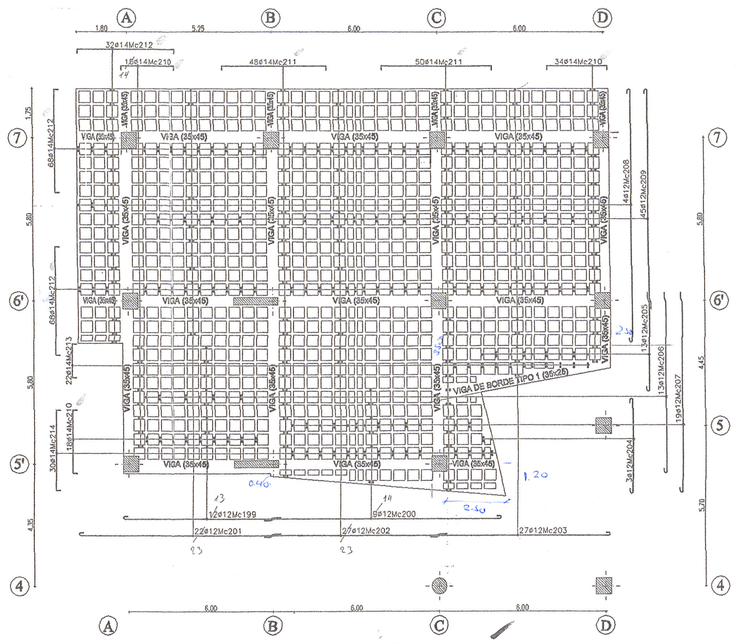
ANEXO C

PLANOS ESTRUCTURALES



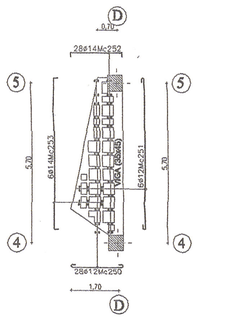
ARMADO DE LOSA Nv.+5.04

ESCALA ——— 1:100



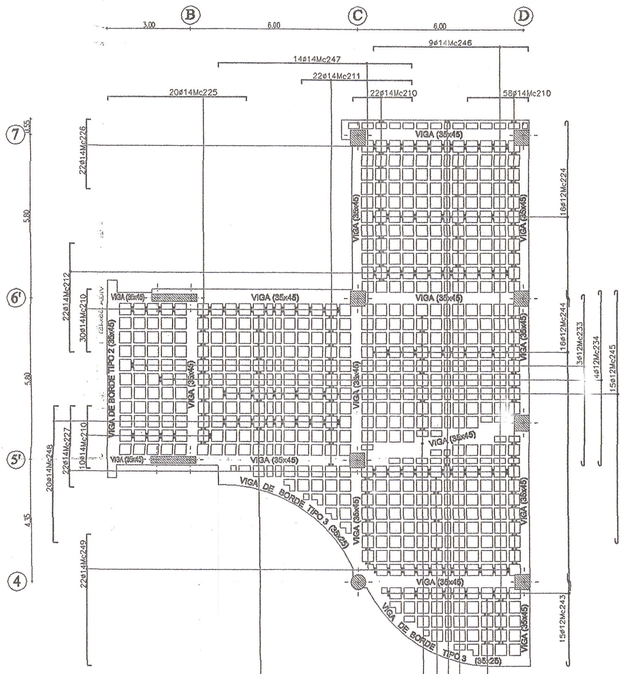
ARMADO DE LOSA Nv.+1.08

ESCALA ——— 1:100



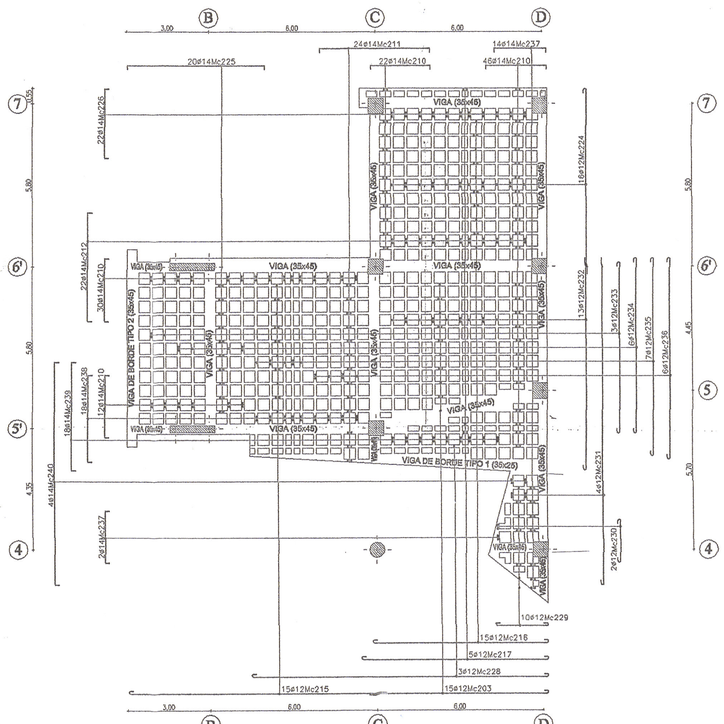
ARMADO DE LOSA DE DESCANSO DE GRADA Nv.+1.98

ESCALA ——— 1:100



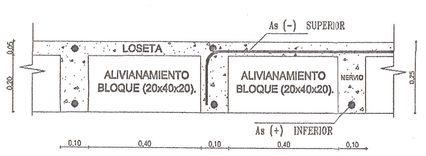
ARMADO DE LOSA Nv.+11.52

ESCALA ——— 1:100



ARMADO DE LOSA Nv.+8.28

ESCALA ——— 1:100



CORTE DE LOSA TIPO

ESCALA ——— 1:10

NOTAS:
1. LAS DIMENSIONES PREDOMINAN SOBRE EL DIBUJO.
2. LAS MEDIDAS SE EXPRESAN EN METROS.

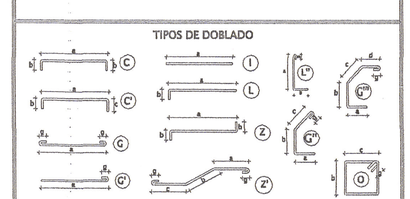
PLANILLA DE HIERROS

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	ø	N°	Dimensiones a	b	c	d	g	Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
LOSAS Nv.+1.08 Nv.+5.04 Nv.+8.28 Nv.+11.52											
199	G	12	24	5.75					1 x 0.10	5.85	140.40
200	G	12	8	8.35					1 x 0.10	8.35	73.15
201	G	12	44	7.35					1 x 0.10	7.45	327.89
202	I	12	51	6.60						6.60	336.60
203	G	12	91	6.50					1 x 0.10	6.60	600.60
204	G	12	3	3.39					2 x 0.10	3.59	10.68
205	G	12	13	3.55					1 x 0.10	3.65	47.45
206	G	12	20	6.45					1 x 0.10	6.55	186.50
207	G	12	18	7.15					2 x 0.10	7.35	139.65
208	G	12	8	9.00					2 x 0.10	9.20	73.60
209	G	12	80	7.85					2 x 0.10	8.05	724.50
210	C	14	408	2.20	2 x 0.20					2.80	1055.60
211	C	14	242	4.00	2 x 0.20					4.40	1064.80
212	C	14	380	3.80	2 x 0.20					4.20	1596.00
213	C	14	22	1.20	2 x 0.20					1.80	39.60
214	C	14	69	2.85	2 x 0.20					3.25	221.00
215	G	12	30	8.30					1 x 0.10	8.40	252.00
216	G	12	43	6.35					2 x 0.10	6.55	281.65
217	G	12	10	6.75					2 x 0.10	6.95	69.50
218	G	12	11	10.30					2 x 0.10	10.50	10.50
219	G	12	12	6.70					1 x 0.10	6.80	81.60
220	G	12	18	10.65					2 x 0.10	10.85	173.60
221	C	14	20	1.85	2 x 0.20					2.25	45.00
224	G	12	48	8.65					1 x 0.10	8.75	324.00
225	C	14	60	5.00	2 X 0.20					5.40	324.00
226	C	14	66	2.50	2 X 0.20					2.90	191.40
227	C	14	60	3.00	2 X 0.20					3.40	204.00
228	G	12	3	10.70					2 x 0.10	10.90	32.70
229	G	12	10	Variable					2 x 0.10	Variable	16.40
230	G	12	2	1.53					2 x 0.10	1.73	3.46
231	G	12	4	11.70					1 x 0.10	11.80	47.20
232	G	12	13	7.60					1 x 0.10	7.70	100.10
233	G	12	6	6.13					2 x 0.10	6.33	37.98
234	G	12	10	6.28					2 x 0.10	6.48	64.80
235	G	12	7	7.09					2 x 0.10	7.29	51.03
236	G	12	6	7.22					2 x 0.10	7.42	44.52
237	C	14	16	1.85	2 X 0.20					2.25	36.00
238	C	14	18	3.15	2 X 0.20					3.55	63.90
239	C	14	18	3.90	2 X 0.20					4.30	77.40
240	C	14	4	8.00	2 X 0.20					8.40	33.60
241	G	12	6	Variable					2 x 0.10	Variable	23.88
242	G	12	10	Variable					2 x 0.10	Variable	98.90
243	G	12	15	Variable					1 x 0.10	Variable	98.25
244	I	12	16	10.75						10.75	172.00
245	G	12	15	Variable					2 x 0.10	Variable	123.15
246	C	14	9	Variable	2 X 0.20					Variable	97.67
247	C	14	14	Variable	2 X 0.20					Variable	70.28
248	C	14	20	Variable	2 X 0.20					Variable	85.00
249	C	14	22	Variable	2 X 0.20					Variable	85.80
LOSA DE DESCANSO DE GRADAS Nv. +1.98											
250	G	12	28	Variable					2 x 0.10	Variable	47.60
251	G	12	6	3.39					2 x 0.10	3.59	21.48
252	C	14	29	Variable					2 x 0.10	Variable	47.60
253	C	14	6	3.38					2 x 0.10	3.58	21.48

SELLOS MUNICIPALES

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA

LONG. COMB.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6.00										
9.00										
12.00			601	428						
Kg			4271	6116						

ACERO fy = 4200 Kg/cm² PESO TOTAL: 10367 Kg

RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA

HORMIGON f'c = 240 kg/cm²

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: El diseño del hormigón armado cumple con las normas técnicas del código ACI-318-05, el diseño del acero estructural cumple con las normas técnicas del código AISC-LRFD-93. Los detalles que aquí no constan, se deberán regir por los mismos códigos

NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

TRASLAPES DIÁMETRO	LONGITUD
mm	cm
10	40
12	50
14	55
16	65
18	75
20	80
22	90
25	100
28	110

RECUBRIMIENTOS ELEMENTOS	cm.
COLUMNAS	3
VIGAS	3
CIMENTACIONES	5
LOSAS	2.5
CONTACTO CON AGUA	5
ALIVIANAMIENTOS	
10 x 20 x 40	
15 x 20 x 40	
20 x 30 x 40	

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:

1. El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 240 Kg/cm²
2. El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usará fy=4200 Kg/cm²
3. Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4. La capacidad portante del suelo se ha asumido en 25 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5. La carga Viva de Servicio es 300 Kg/m²
6. Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

ING. JOEL VALLE
INGENIERO CIVIL
L.P. 18-672 R.N. 1499

PROYECTO: FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS

DIRECCION: Avenida Los Chasquis y Río Payamino

CONTIENE: DETALLE DE LOSAS

ESCALAS INDICADAS

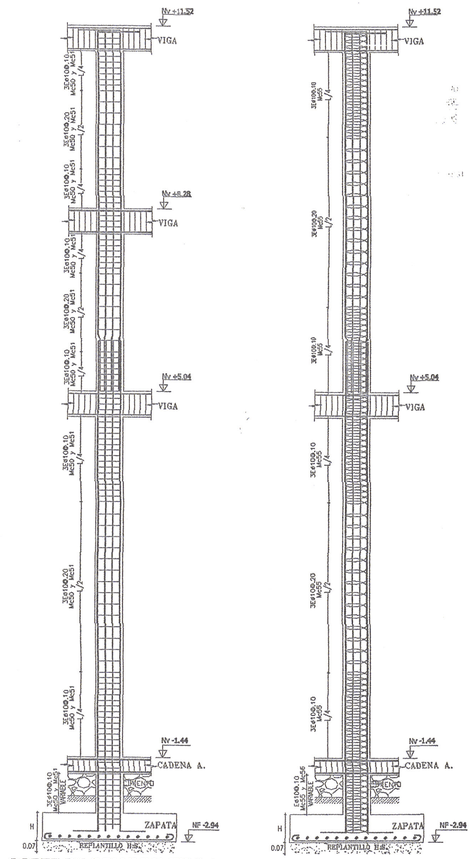
CALCULO ESTRUCTURAL
Ing. JOEL VALLE
L.P. 18-672 R.N. 1499

PROPIETARIO
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
Propietario

DIBUJO
CRISTIAN M. PULLAS M.
Fono:032850561
Movil:092650106

FECHA: OCTUBRE del 2008

LÁMINA ESTRUCTURAL NUMERO: BLOQUE N° 2 — 3/4



CORTE DE COLUMNA TIPO 3

ESCALA HORIZONTAL ———— S/E

ESCALA VERTICAL ———— 1:50

CORTE DE COLUMNA TIPO 4

ESCALA HORIZONTAL ———— S/E

ESCALA VERTICAL ———— 1:50

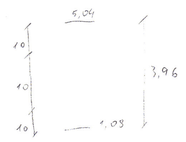
CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNAS	A5', A6',A7, B7	D7, D6', D5	C7, C6', C5'	C4	D4
NUMERO	4 COLUMNAS TIPO 1	3 COLUMNAS TIPO 2'	3 COLUMNAS TIPO 2	1 COLUMNAS TIPO 4	1 COLUMNAS TIPO 3
+11.52 / +8.28		0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc55 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm
+8.28 / +3.42		0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc55 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm
+3.42 / +5.04		0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc55 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm
+5.04 / +1.08		0.55 = 12ø18Mc28; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc55 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm
+1.08 / -2.94	0.55 = 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc28; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc55 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm
-2.94 / -3.65	0.55 = 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc28; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm		
-3.65 / -4.20	0.55 = 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm	0.55 = 12ø18Mc28; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm			
-4.20 / -4.55	0.55 = 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @ 10 y 20cm				

CUADRO DE DIAFRAGMAS

	B5', B6'
	2 DIAFRAGMAS TIPO 1
+11.52 / +8.28	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc26; = 8ø14Mc27
+8.28 / +3.42	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc26; = 8ø14Mc27
+3.42 / +5.04	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc26; = 8ø14Mc27
+5.04 / +1.08	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc24; = 8ø14Mc25
+1.08 / -2.94	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc24; = 8ø14Mc25
-2.94 / -3.65	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc24; = 8ø14Mc25
-3.65 / -4.20	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc24; = 8ø14Mc25
-4.20 / -4.55	1.60; 0.25; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @ 20cm; 1Eø10 Mc54 @ 20cm; 1Eø10 Mc52 @ 10 y 20cm; = 8ø16Mc24; = 8ø14Mc25

ESC — 1:20



NOTAS:
1. LAS DIMESIONES PREDOMINAN SOBRE EL DIBUJO.
2. LAS MEDIDAS SE EXPRESAN EN METROS.
3. ESTA LAMINA SE UTILIZARA CONJUNTAMENTE CON LA LAMINA 1/4

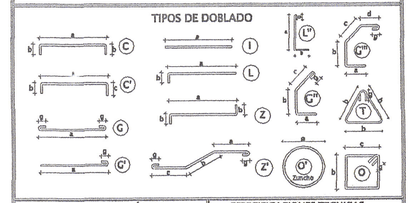
PLANILLA DE HIERROS

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	ø	N°	Dimensiones a	b	c	d	g	Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
COLUMNAS											
20	L	18	48	5.60	2 X 0.40				6.40	307.20	
21	L	18	36	9.70	1 X 0.40				10.10	363.60	
22	L	18	24	8.00	1 X 0.40				8.40	225.60	
23	L	18	88	6.45	1 X 0.45				6.90	662.40	
24	L	18	16	10.60	1 X 0.40				11.00	176.00	
25	L	14	16	10.60	1 X 0.40				11.00	176.00	
26	L	16	16	6.45	1 X 0.45				6.90	110.40	
27	L	14	16	6.45	1 X 0.45				6.90	110.40	
28	L	18	36	10.25	1 X 0.45				10.70	385.20	
50	O	16	1012		2 X 0.48	2 X 0.48		2 X 0.10	2.16	2185.92	
51	O	10	2014		2 X 0.48	2 X 0.19		2 X 0.10	1.56	3141.84	
52	O	10	448		2 X 0.19	2 X 0.19		2 X 0.10	0.98	439.60	
53	O	12	224		2 X 1.54	2 X 0.19		2 X 0.10	3.68	819.84	
54	O	10	448		1 X 0.20			2 X 0.10	0.40	179.20	
55	O'	16								162.00	

SELLOS MUNICIPALES

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA											
LONG-COME.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	
6.00											
9.00											
12.00	512	88	24	24	168						
Kg	2775	725	346	452	3654						
ACERO fy = 4200 Kg/cm²	PESO TOTAL: 9185 Kg										

RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA
HORMIGON Fc = 240 Kg/cm²

ESPECIFICACIONES TECNICAS
GENERALIDADES: El diseño del hormigón armado cumple con las normas técnicas del código ACI-318-05, el diseño del acero estructural cumple con las normas técnicas del código AISC-LRFD-93. Los detalles que aquí no constan, se deberán regir por los mismos códigos
NOTA : Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
DIÁMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.
mm	cm	COLUMNAS	5
10	40	VIGAS	3
12	50	CIMENTACIONES	5
14	55	LOSAS	2.5
16	65	CONTACTO CON AGUA	5
18	75	ALMACENAMIENTOS	
20	80		
22	90	10 x 20 x 40	
25	100	15 x 20 x 40	
32	120	20 x 20 x 40	

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:

1. El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad Fc = 240 Kg/cm²
2. El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usará fy=4200 Kg/cm²
3. Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4. La capacidad portante del suelo se ha asumido en 25 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5. La carga Viva de Servicio es 300 Kg/m²
6. Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

ING. JOEL VALLE
INGENIERO CIVIL
L.P. 18-572 R.M. 1499

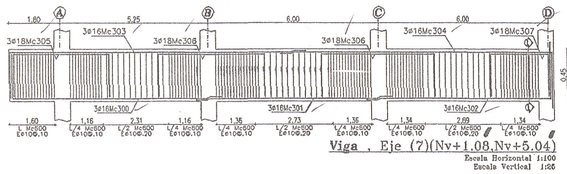
PROYECTO: FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS

DIRECCION: Avenida Los Chasquis y Rio Payamino

CONTIENE: COLUMNAS

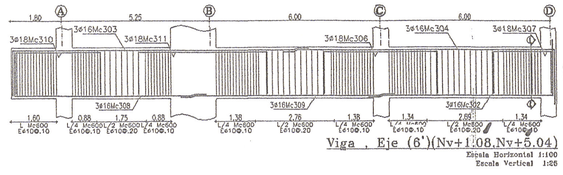
ESCALAS: INDICADAS

CALCULO ESTRUCTURAL	PROPIETARIO	FECHA	LÁMINA ESTRUCTURAL NUMERO:
ING. JOEL VALLE L.P. 18-572 R.M. 1499	UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO Propietario	OCTUBRE del 2008	BLOQUE N° 2 2/4
		DIBUJO: CRISTIAN M. PULLAS M. Fono:032890561 Movil:0932501168	



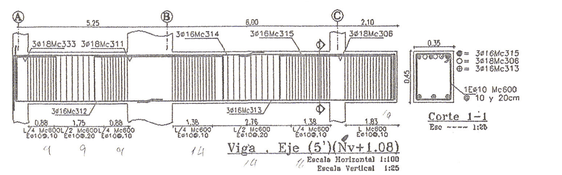
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (7)(Nv+1.08,Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



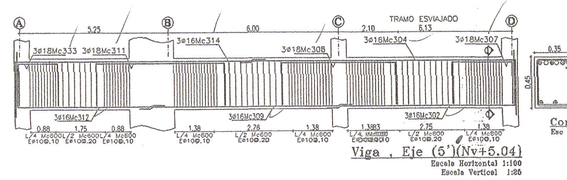
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (6')(Nv+1.08,Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



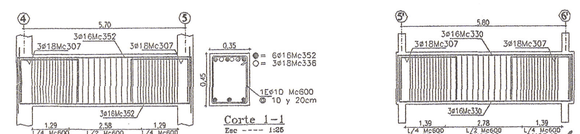
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (5')(Nv+1.08)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (5')(Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

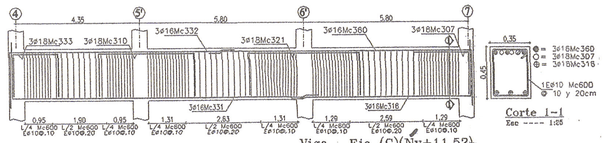


Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (D)(Nv+1.98)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

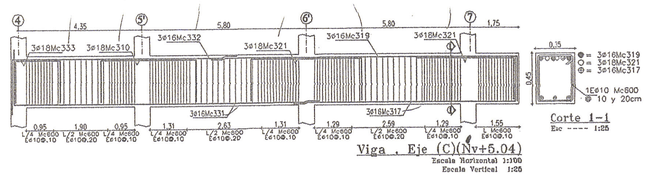
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (B)(Nv+8.28,Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



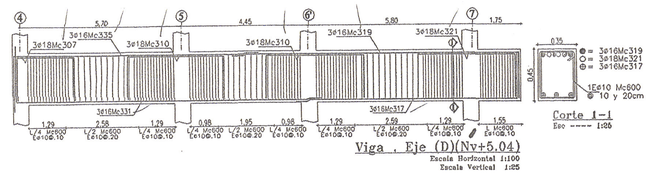
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (C)(Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



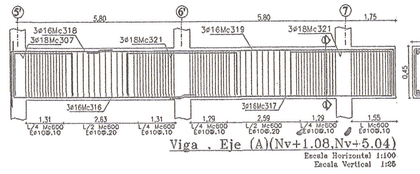
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (C)(Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



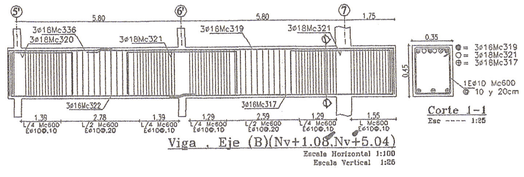
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (D)(Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



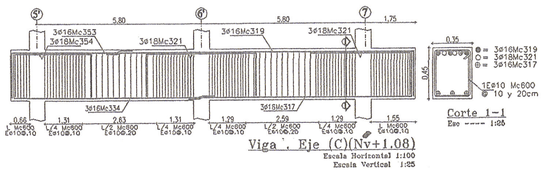
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (A)(Nv+1.08,Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



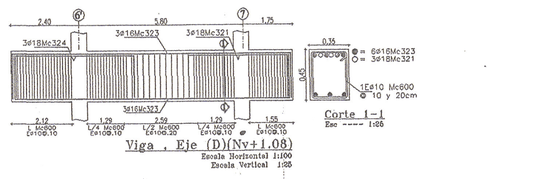
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (B)(Nv+1.08,Nv+5.04)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



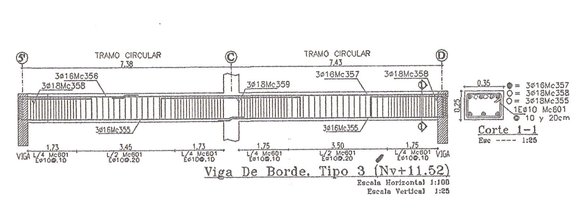
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (C)(Nv+1.08)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



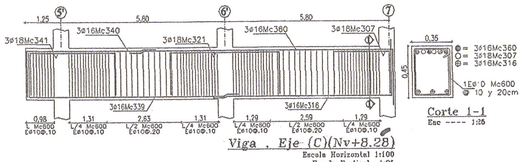
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (D)(Nv+1.08)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



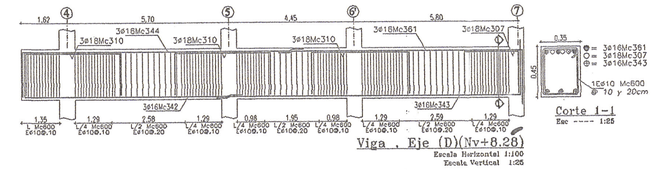
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga De Borde, Tipo 3 (Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



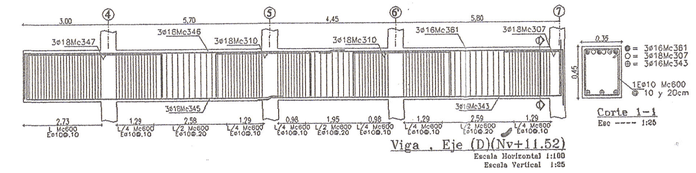
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (C)(Nv+8.28)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



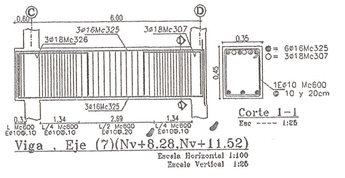
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (D)(Nv+8.28)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



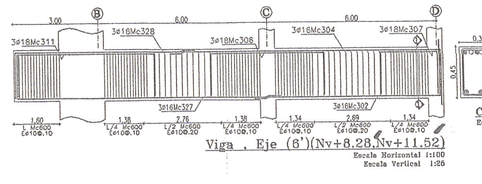
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (D)(Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



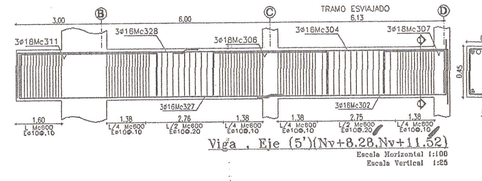
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (7)(Nv+8.28,Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



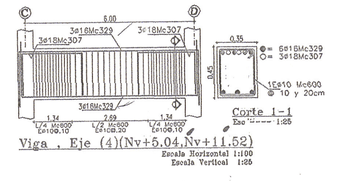
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (6')(Nv+8.28,Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



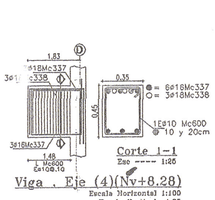
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (5')(Nv+8.28,Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



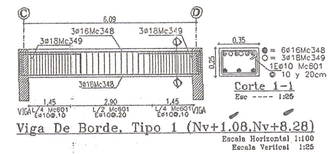
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (4)(Nv+5.04,Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



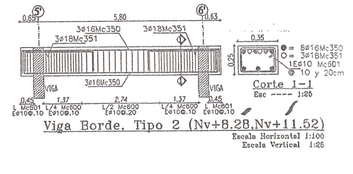
Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (4)(Nv+8.28)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga De Borde, Tipo 1 (Nv+1.08,Nv+8.28)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga Borde, Tipo 2 (Nv+8.28,Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

Corte 1-1
Esc ---- 1:25

Viga , Eje (D)(Nv+11.52)
Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

NOTAS:
1. LAS DIMESIONES PREDOMINAN SOBRE EL DIBUJO.
2. LAS MEDIDAS SE EXPRESAN EN METROS.

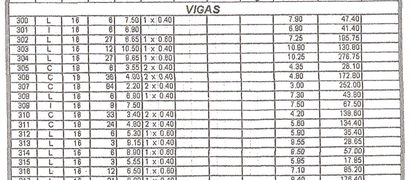
PLANILLA DE HIERROS

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	ø	N°	Dimensiones a	b	c	d	g	Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
				VIGAS							
300	L	18	6	7.50	1 x 0.40				7.90	47.40	
301	L	18	6	6.90					6.90	41.40	
302	L	18	27	6.65	1 x 0.60				7.25	195.75	
303	L	18	12	10.50	1 x 0.40				10.90	130.80	
304	L	18	27	6.65	1 x 0.60				10.25	276.76	
305	C	18	6	3.85	2 x 0.40				4.35	26.10	
306	C	18	36	4.00	2 x 0.40				4.80	172.80	
307	C	18	84	2.20	2 x 0.40				2.60	252.00	
308	L	18	6	6.80	1 x 0.40				7.30	43.80	
309	I	18	9	7.50					7.50	67.50	
310	C	18	33	3.40	2 x 0.40				4.20	138.60	
311	C	18	24	4.80	2 x 0.40				5.60	134.40	
312	L	16	6	5.30	1 x 0.60				5.90	35.40	
313	L	16	6	8.05	1 x 0.60				8.65	28.65	
314	L	16	6	8.80	1 x 0.60				9.50	57.00	
315	L	16	3	5.55	1 x 0.40				5.95	17.85	
316	L	16	12	6.50	1 x 0.60				7.10	85.20	
317	L	16	21	8.00	1 x 0.40				9.40	176.40	
318	L	16	6	9.60	1 x 0.60				4.20	25.20	
319	L	16	21	10.80	1 x 0.40				11.30	237.30	
320	C	16	6	2.30	2 x 0.40				3.10	18.60	
321	C	16	48	3.85	2 x 0.40				4.65	223.20	
322	L	16	6	6.60	1 x 0.40				7.00	42.00	
323	C	16	6	9.89	2 x 0.40				10.68	64.14	
324	C	16	3	4.30	2 x 0.40				5.10	15.30	
325	C	16	12	6.50	1 x 0.60	1 x 0.40			7.74	92.88	
326	C	16	6	2.60	2 x 0.40				3.40	20.40	
327	L	16	12	9.45	1 x 0.40				9.85	118.20	
328	L	16	12	6.40	1 x 0.40				6.80	81.60	
329	C	16	12	6.42	2 x 0.80				7.62	91.44	
330	C	16	12	6.21	2 x 0.40				7.07	84.84	
331	L	16	6	10.95	1 x 0.80				11.45	103.05	
332	L	16	6	7.95	1 x 0.60				8.55	51.30	
333	C	16	9	1.70	2 x 0.40				2.50	22.50	
334	L	16	3	7.20	1 x 0.40				7.60	22.80	
335	L	16	3	8.85	1 x 0.60				9.25	27.75	
336	L	16	6	3.70	1 x 0.40				4.10	24.60	
337	C	16	9	1.97	1 x 0.93	1 x 0.40			2.97	17.82	
338	C	16	3	1.97	2 x 0.40				2.77	8.31	
339	L	16	3	7.50	1 x 0.40				7.90	23.70	
340	L	16	3	4.80	1 x 0.40				5.00	15.00	
341	L	16	3	3.15	2 x 0.40				3.95	11.85	
342	L	16	3	7.75	1 x 0.40				8.15	24.45	
343	L	16	6	10.90	1 x 0.60				11.60	69.60	
344	L	16	3	10.00	1 x 0.40				10.40	31.20	
345	L	16	3	9.15	1 x 0.40				9.55	28.65	
346	L	16	3	11.60	1 x 0.40				12.00	36.00	
347	C	16	3	4.80	1 x 0.40				5.30	15.90	
348	C	16	12	6.43	2 x 0.20				6.83	81.96	
349	C	16	12	2.30	2 x 0.20				2.80	31.20	
350	C	16	12	7.02	2 x 0.20				7.42	89.04	
351	C	16	12	2.55	2 x 0.20				2.95	35.40	
352	C	16	6	6.19	2 x 0.60				7.39	44.34	
353	L	16	3	4.30	1 x 0.40				4.70	14.10	
354	C	16	3	2.85	2 x 0.40				3.65	10.95	
355	L	16	6	8.05	1 x 0.20				8.25	49.50	
356	L	16	3	4.25	1 x 0.20				4.45	13.35	
357	L	16	3	11.80	1 x 0.20				12.00	36.00	
358	C	16	6	2.55	2 x 0.20				3.05	18.30	
359	C	16	3	4.80	2 x 0.20				5.30	15.90	
360	L	16	8	9.40	1 x 0.80				10.00	80.00	
361	L	16	6	8.70	1 x 0.80				9.30	55.80	
600	O	10	2080		2 x 0.29	2 x 0.39		2 x 0.10	1.56	4168.40	
601	O	10	252		2 x 0.29	2 x 0.18		2 x 0.10	1.16	292.32	

SELLOS MUNICIPALES

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE FIERRO EN LÁMINA										
LONG. COMER.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES									
	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6.00										
9.00										
12.00		374				348	67			
Kg		2770				4668	2323			
ACERO fy = 4200 Kg/cm²				PESO TOTAL:		9791 Kg				

RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA	
HORMIGON f'c = 240 kg/cm²	

NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.
mm	cm	COLUMNAS	5
10	40	VIGAS	3
12	50	CIMENTACIONES	5
14	55	LOSAS	2.5
16	65	CONTACTO CON AGUA	5
18	75	ALIVIANAMIENTOS	
20	90		
22	100	10 x 20 x 40	
25	150	15 x 20 x 40	
32	130	30 x 20 x 40	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES:
El diseño del hormigón armado cumple con las normas técnicas del código ACI-318-05, el diseño del acero estructural cumple con las normas técnicas del código AISC-LRFD-93. Los detalles que aquí no constan, se deberán regir por los mismos códigos

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:

1. El hormigón debera tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 240 kg/cm²
2. El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usará fy=4200 Kg/cm²
3. Los niveles mínimos de cimentación serán los Indicados
4. La capacidad portante del suelo se ha asumido en 25 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5. La carga Viva de Servicio es 300 kg/m²
6. Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

ING. JOEL VALLE
INGENIERO CIVIL
L.P. 18-672 R.M. 1499

PROYECTO: FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS

DIRECCION: Avenida Los Chasquis y Río Payamino

CONTIENE: DETALLE DE VIGAS

ESCALAS: INDICADAS

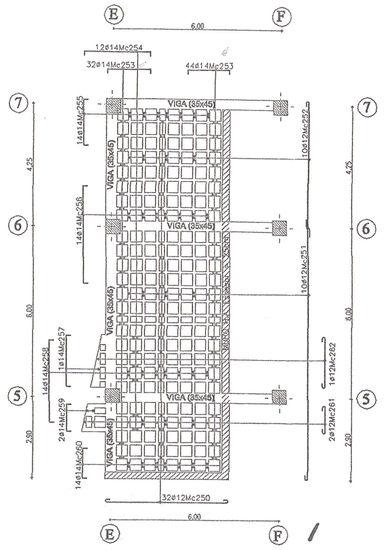
CALCULO ESTRUCTURAL: ING. JOEL VALLE L.P. 18-672 R.M. 1499

PROPIETARIO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO Propietario

DIBUJO: CRISTIAN M. PULLAS M. Fono:032850851 Movil:092650106

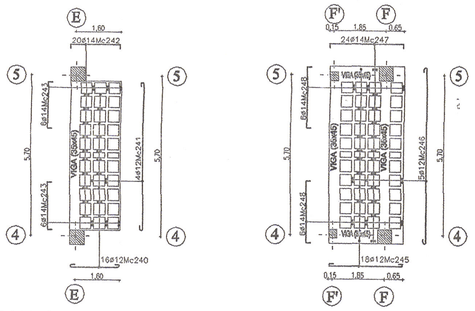
FECHA: OCTUBRE del 2008

LÁMINA ESTRUCTURAL NUMERO: BLOQUE N° 2 — 4/4



ARMADO DE LOSA Nv.+0.18

ESCALA ——— 1:100

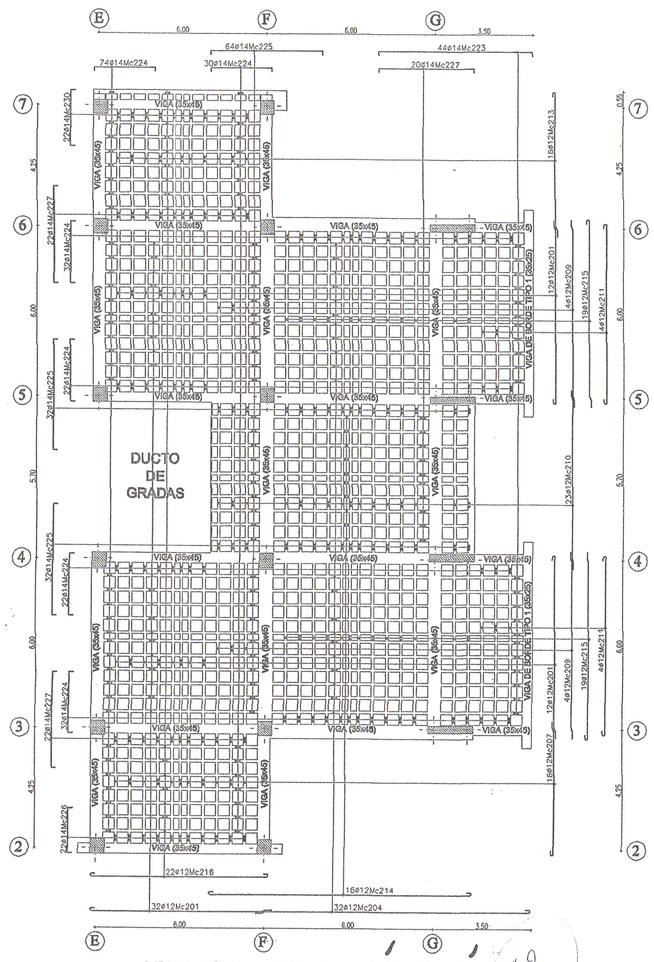


ARMADO DE LOSA DE DESCANSO DE GRADA Nv.+1.98,Nv+5.04,Nv+8.28

ESCALA ——— 1:100

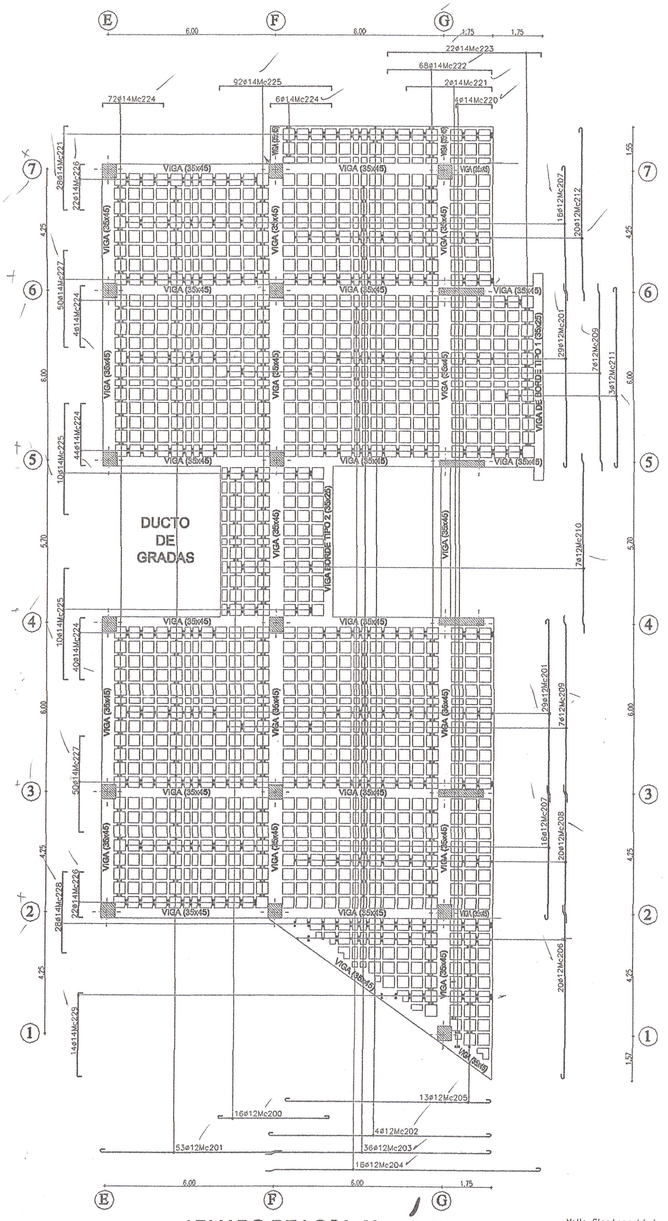
ARMADO DE LOSA DE CUBIERTA, Nv+13.14

ESCALA ——— 1:100



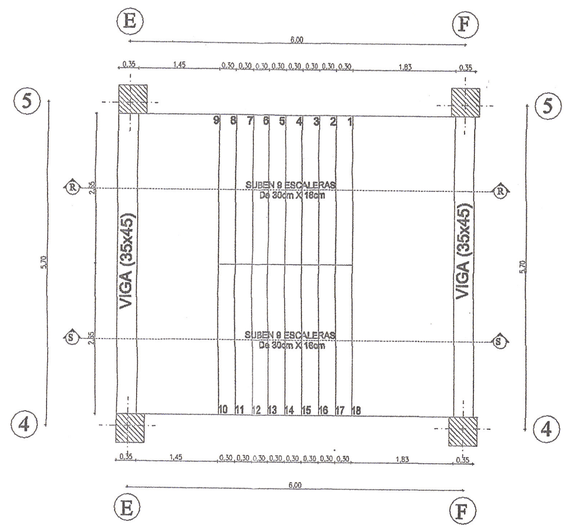
ARMADO DE LOSA Nv.+6.66, Nv+9.90

ESCALA ——— 1:100



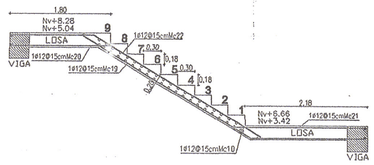
ARMADO DE LOSA Nv.+3.42

ESCALA ——— 1:100



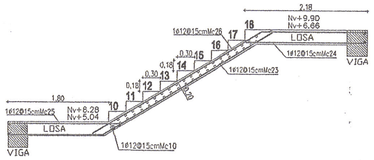
PANTA DE GRADAS TIPO (Nv+3.42,Nv+6.66)

Escala ----- 1:50



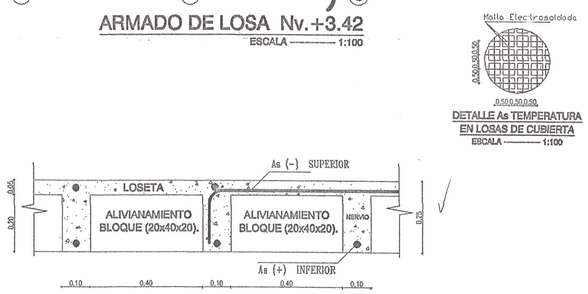
COTE DE GRADAS TIPO R-R

Escala ----- 1:50



COTE DE GRADAS TIPO S-S

Escala ----- 1:50



CORTE DE LOSA TIPO

ESCALA ——— 1:10

DETALLE As TEMPERATURA EN LOSAS DE CUBIERTA

ESCALA ——— 1:100

NOTAS:
1. LAS DIMESIONES PREDOMINAN SOBRE EL DIBUJO.
2. LAS MEDIDAS SE EXPRESAN EN METROS.
3. ESTA LAMINA SE UTILIZARA CONJUNTAMENTE CON LA LAMINA 2/4
4. LAS GRADAS SE PLANILLAN EN LA LAMINA 2/4

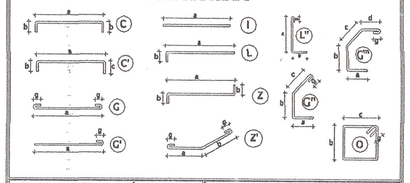
PLANILLA DE HIERROS

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	ø	N°	Dimensiones a	b	c	d	g	Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
LOSA Nv. +0.18											
250	G	12	32	4.38					2 x 0.10	4.35	139.20
251	G'	12	10	9.18					1 x 0.10	9.18	91.80
252	G'	12	10	4.73					1 x 0.10	4.73	47.30
253	C	14	76	1.80	2 X 0.20					1.90	144.40
254	C	14	12	2.30	2 X 0.20					2.70	32.40
255	C	14	14	1.80	2 X 0.20					2.00	28.00
256	C	14	14	3.40	2 X 0.20					3.60	50.20
257	C	14	1	1.85	2 X 0.20					2.25	2.25
258	C	14	14	2.90	2 X 0.20					3.30	46.20
259	C	14	2	0.83	2 X 0.20					1.35	2.70
260	C	14	14	1.70	2 X 0.20					1.50	21.00
261	G	12	2	0.85					1 x 0.10	0.95	1.90
262	G	12	1	1.85					1 x 0.10	1.95	1.85
LOSAS Nv. +3.42 Nv. +6.66 Nv. +9.90											
200	G	12	10	3.85					2 x 0.10	3.95	63.20
201	G'	12	223	6.48					1 x 0.10	6.48	1445.04
202	G	12	4	7.80					2 x 0.10	7.90	31.60
203	G'	12	38	8.93					1 x 0.10	9.03	269.081
204	G'	12	80	9.78					1 x 0.10	9.78	782.40
205	G	12	13	Variable					2 x 0.10	Variable	58.11
206	G'	12	20	Variable					1 x 0.10	Variable	72.20
207	G'	12	32	4.73					1 x 0.10	4.73	151.36
208	I	12	20	4.85						4.85	97.00
209	I	12	30	8.60						8.60	169.00
210	I	12	53	6.30						6.30	333.90
211	G	12	19	6.35					2 x 0.10	6.35	120.65
212	G'	12	20	6.08					1 x 0.10	6.08	121.60
213	G'	12	76	5.08					1 x 0.10	5.08	386.08
214	G'	12	32	9.35					2 x 0.10	9.35	299.20
215	G'	12	76	6.63					1 x 0.10	6.63	503.88
216	G	12	44	6.33					2 x 0.10	6.33	278.52
220	C	14	4	1.80	2 X 0.20					1.85	8.60
221	C	14	30	3.00	2 X 0.20					3.40	102.00
223	C	14	66	3.15	2 X 0.20					4.15	282.20
223	C	14	110	6.50	2 X 0.20					5.90	649.00
224	C	14	518	2.20	2 X 0.20					2.60	1346.80
225	C	14	368	4.00	2 X 0.20					4.40	1619.20
226	C	14	66	1.80	2 X 0.20					2.00	132.00
227	C	14	228	3.40	2 X 0.20					3.80	866.40
228	C	14	28	2.90	2 X 0.20					3.20	89.60
229	C	14	14	2.80	2 X 0.20					3.20	44.20
230	C	14	22	2.00	2 X 0.20					2.40	52.80
LOSAS DESCANSO Nv. +1.98 Nv. +5.04 Nv. +8.28											
240	G	12	48	1.70					2 x 0.10	1.75	84.00
241	G	12	12	5.25					2 x 0.10	5.25	63.00
242	C	14	60	1.70	2 X 0.20					2.10	126.00
243	C	14	38	1.70	2 X 0.20					2.10	79.80
LOSAS CUBIERTA Nv. +13.14											
245	G	12	16	2.80					2 x 0.10	2.60	46.80
246	G	12	5	5.25					2 x 0.10	5.25	31.25
247	C	14	24	2.60	2 X 0.20					3.00	72.00
248	C	14	12	2.20	2 X 0.20					2.60	31.20

SELLOS MUNICIPALES

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA											ESPECIFICACIONES TECNICAS
LONG. COMC.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										GENERALIDADES: El diseño del hormigón armado cumple con las normas técnicas del código ACI-318-05, el diseño del acero estructural cumple con las normas técnicas del código AISC-LRFD-93. Los detalles que aquí no constan, se deberán regir por los mismos códigos
	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	
6.00											
9.00			478	488							
12.00			5095	6980							
Kg											
ACERO fy = 4200 Kg/cm²					PESO TOTAL:		12075 Kg				NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA		TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
		DIÁMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.
		mm	cm	COLUMNAS	5
		10	40	VIGAS	5
		12	50	CIMENTACIONES	5
		14	55	LOSAS	2.5
		16	65	CONTACTO CON AGUA	5
		18	75		
		20	80	ALIVIANAMIENTOS	
		22	90	10 x 20 x 40	
		25	100	15 x 20 x 40	
		32	120	20 x 20 x 40	
HORMIGON f'c = 240 Kg/cm²					

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:

1. El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 240 Kg/cm²
2. El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usará fy=4200 Kg/cm²
3. Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4. La capacidad portante del suelo se ha asumido en 25 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5. La carga Viva de Servicio es 300 Kg/m²
6. Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

ING. JOEL VALLE
INGENIERO CIVIL
L.P. 18-672 R.M. 1499

PROYECTO: FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS

DIRECCION: Avenida Los Chasquis y Río Payamino

CONTIENE: DETALLE DE LOSAS GRADAS

ESCALAS: INDICADAS

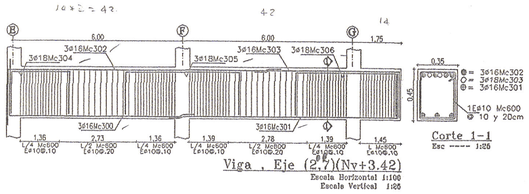
CALCULO ESTRUCTURAL: Ing. JOEL VALLE L.P. 18-672 R.M. 1499

PROPIETARIO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO Propietario

DIBUJO: CRISTIAN M. PULLAS M. Fono:032690551 Movil:092650106

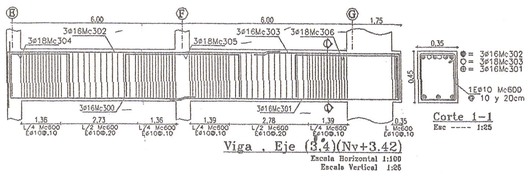
FECHA: OCTUBRE del 2008

LÁMINA ESTRUCTURAL NUMERO: BLOQUE N° 1 — 3/4



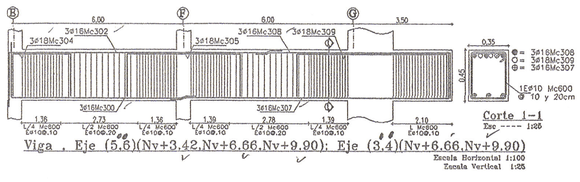
Viga , Eje (2,7)(Nv+3.42)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



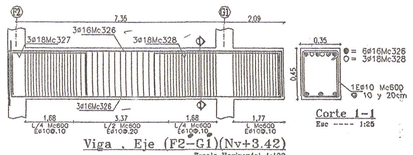
Viga , Eje (3,4)(Nv+3.42)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Viga , Eje (5,6)(Nv+3.42,Nv+6.66,Nv+9.90); Eje (3,4)(Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

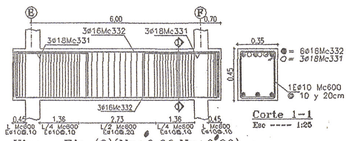


Viga , Eje (F2-G1)(Nv+3.42)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

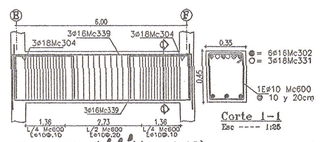
Viga , Eje (7)(Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



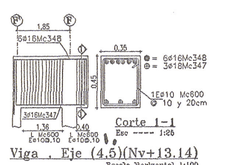
Viga , Eje (2)(Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



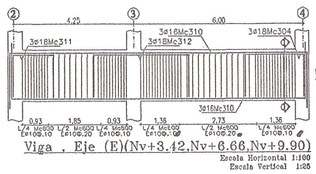
Viga , Eje (5,6,7)(Nv+0.18)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



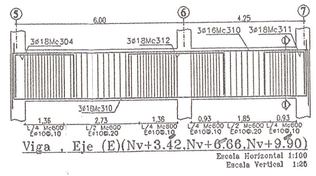
Viga , Eje (4,5)(Nv+13.14)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



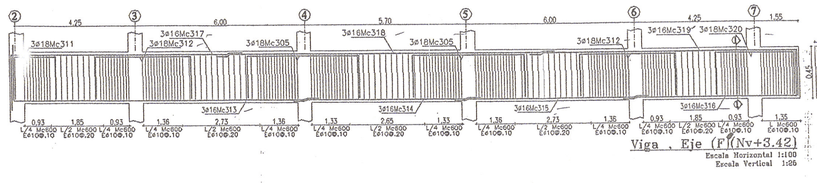
Viga , Eje (E)(Nv+3.42,Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



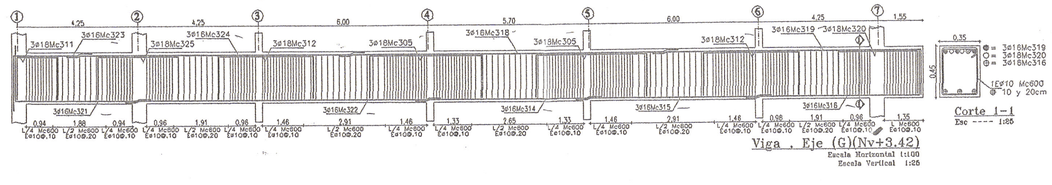
Viga , Eje (E)(Nv+3.42,Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



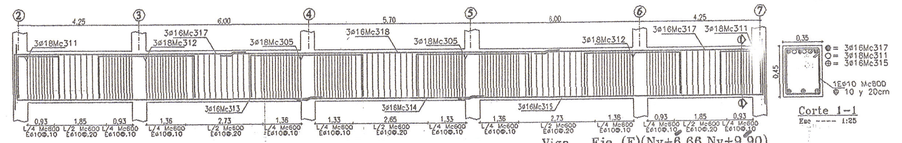
Viga , Eje (F)(Nv+3.42)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Viga , Eje (G)(Nv+3.42)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

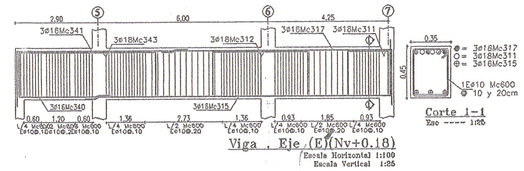


Viga , Eje (F)(Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

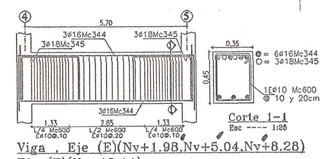
Viga , Eje (G)(Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



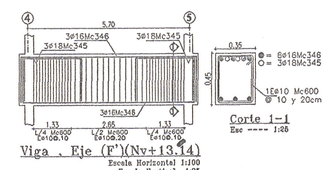
Viga , Eje (E)(Nv+0.18)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



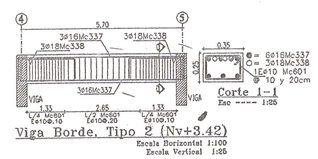
Viga , Eje (E)(Nv+1.98,Nv+5.04,Nv+8.28)
Eje (F)(Nv+13.14)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



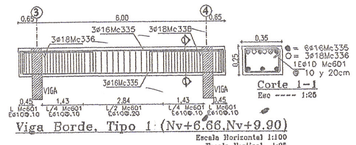
Viga , Eje (F')(Nv+13.14)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



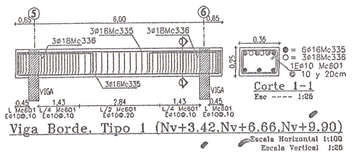
Viga Borde, Tipo 2 (Nv+3.42)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Viga Borde, Tipo 1 (Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25



Viga Borde, Tipo 1 (Nv+3.42,Nv+6.66,Nv+9.90)

Escala Horizontal 1:100
Escala Vertical 1:25

NOTAS:
1. LAS DIMESIONES PREDOMINAN SOBRE EL DIBUJO.
2. LAS MEDIDAS SE EXPRESAN EN METROS.

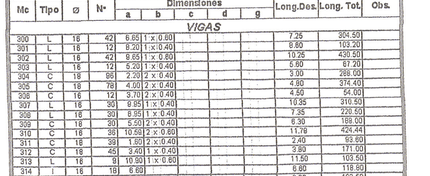
PLANILLA DE HIERROS

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	ø	N°	Dimensiones a	b	c	d	g	Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
				VIGAS							
300	L	16	42	8.65	1 x 0.60				7.25	304.50	
301	L	16	12	8.20	1 x 0.40				8.60	103.20	
302	L	16	42	9.65	1 x 0.60				10.25	430.50	
303	L	16	12	5.20	1 x 0.40				6.60	67.20	
304	C	18	66	2.20	2 x 0.40				3.00	288.00	
305	C	18	78	4.60	2 x 0.40				4.80	374.40	
306	C	16	12	3.70	2 x 0.40				4.50	54.00	
307	L	16	30	9.85	1 x 0.40				10.25	310.50	
308	L	16	30	8.95	1 x 0.40				7.35	220.50	
309	C	18	30	5.50	2 x 0.40				6.30	189.00	
310	C	18	36	10.58	2 x 0.60				11.78	424.44	
311	C	18	39	1.90	2 x 0.40				2.40	93.60	
312	C	18	45	3.40	1 x 0.40				3.89	171.00	
313	L	18	8	10.99	1 x 0.60				11.50	103.50	
314	I	16	18	8.69					6.80	118.80	
315	I	16	15	6.99					8.90	103.50	
316	L	16	6	6.25	1 x 0.40				6.85	39.90	
317	I	16	18	8.20	1 x 0.40				8.80	154.80	
318	I	18	12	12.00					12.00	144.00	
319	L	16	6	9.55	1 x 0.40				9.95	59.70	
320	C	16	6	3.69	2 x 0.40				3.80	22.80	
321	L	16	3	4.60	1 x 0.60				5.50	16.50	
322	I	16	3	11.15	1 x 0.40				11.55	34.65	
323	L	18	3	2.90	1 x 0.60				3.40	10.20	
324	I	18	3	10.55					10.55	31.65	
325	C	18	3	2.80	2 x 0.40				3.80	10.80	
326	C	16	6	9.67	1 x 0.60	1 x 0.40			10.67	64.02	
327	C	18	3	2.70	2 x 0.40				3.50	10.50	
328	C	18	3	4.50	2 x 0.40				5.90	15.90	
329	C	16	12	6.84	2 x 0.40				7.94	91.98	
331	C	18	18	2.65	2 x 0.40				3.45	62.10	
332	C	16	12	7.29	2 x 0.40				9.09	87.08	
333	L	18	12	6.55	1 x 0.60				7.15	85.80	
334	L	18	12	8.40	1 x 0.50				10.00	120.00	
335	C	18	30	7.24	2 x 0.20				7.94	228.20	
336	C	18	30	2.60	2 x 0.20				3.00	90.00	
337	C	16	6	5.84	2 x 0.20				9.34	38.04	
338	C	18	6	2.05	2 x 0.20				2.45	14.70	
339	L	18	18	6.39	2 x 0.60				7.59	136.62	
340	L	16	3	3.35	1 x 0.60				3.95	11.85	
341	L	16	3	8.00	1 x 0.60				8.60	19.80	
343	C	18	3	3.00	2 x 0.40				3.80	11.40	
344	C	18	24	6.24	2 x 0.60				7.44	178.56	
345	C	18	30	2.20	2 x 0.60				3.40	102.00	
346	C	16	6	6.24	2 x 0.40				7.04	42.24	
347	C	16	6	2.59	2 x 0.40				3.39	20.34	
348	C	16	12	2.59	1 x 0.60	1 x 0.40			3.59	43.08	
600	O	10	3661		2 x 0.29	2 x 0.39		2 x 0.10	1.56	5711.16	
601	O	10	311		2 x 0.28	2 x 0.19		2 x 0.10	1.16	360.76	

SELLOS MUNICIPALES

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA											
LONG. COMER.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										
	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	
8.00											
9.00											
12.00		694			658	131					
Kg		1746			6121	2629					

ACERO fy = 4200 Kg/cm² | PESO TOTAL: 12826

RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA		
HORMIGON f'c = 240 Kg/cm²		

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERALIDADES: El diseño del hormigón armado cumple con las normas técnicas del código ACI-318-05, el diseño del acero estructural cumple con las normas técnicas del código AISC-LRFD-93. Los detalles que cual no constan, se deberán regir por los mismos códigos

NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
DIÁMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.
mm	cm	COLUMNAS	5
10	40	VIGAS	3
12	50	CIMENTACIONES	5
14	55	LOSAS	2.5
16	65	CONTACTO CON AGUA	5
18	75	ALIVIANAMIENTOS	
20	80		
22	90	10 x 20 x 40	
25	100	15 x 20 x 40	
32	120	20 x 20 x 40	

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES:

1. El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad f'c = 240 Kg/cm²
2. El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia fy=4200 Kg/cm², además el acero para estribos se usará fy=4200 Kg/cm²
3. Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados
4. La capacidad portante del suelo se ha asumido en 25 T/m², particular que será obligación del constructor, verificar que se cumpla en el sitio
5. La carga Viva de Servicio es 300 Kg/m²
6. Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista

ING. JOEL VALLE
INGENIERO CIVIL
L.P. 15-672 R.M. 1499

PROYECTO: FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS

DIRECCION: Avenida Los Chasquis y Río Payamino

CONTIENE: DETALLE DE VIGAS

ESCALAS INDICADAS

CALCULO ESTRUCTURAL	PROPIETARIO	FECHA	LÁMINA ESTRUCTURAL NUMERO:
Ing. JOEL VALLE L.P. 15-672 R.M. 1499	UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO Propietario	OCTUBRE 2008	BLOQUE N° 1 4/4

DIBUJO: CRISTIAN | AS M. | Fono Movil 6

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNAS	E5, E6, E7	E2, E3, F2, F3	F4	F6 ,F7	F5	G1, G2	G7	F'3, F'4
NUMERO	3 COLUMNAS TIPO 1	4 COLUMNAS TIPO 2	1 COLUMNAS TIPO 2	2 COLUMNAS TIPO 3	1 COLUMNAS TIPO 3	2 COLUMNAS TIPO 4	1 COLUMNA TIPO 5	2 COLUMNA TIPO 6
+13.14			0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc24; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm		0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc24; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm			0.30 / 0.30 — ⌀=8ø14Mc25; 1Eø10 Mc55 @10 y 20cm
+9.90								
+9.90	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc24; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc24; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm			1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc30; ○= 8ø14Mc31; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
+6.66								
+6.66	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc24; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc23; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc24; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm			1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc30; ○= 8ø14Mc31; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
+3.42								
+3.42	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc28; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
+0.18								
+0.18	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc26; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
-0.90								
-0.90	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc22; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc26; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
-1.32								
-1.32	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm			0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc21; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm		1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc26; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
-2.40								
-2.40	0.50 / 0.50 — ⌀= 12ø18Mc20; 1Eø10 Mc50 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc51 @10 y 20cm							
-4.20								

ESC — 1:20

CUADRO DE DIAFRAGMAS

	G3, G4	G5,G6
	2 DIAFRAGMAS TIPO 1	2 DIAFRAGMAS TIPO 2
+9.90		
+6.66	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc30; ○= 8ø14Mc31; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc33; ○= 8ø14Mc31; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
+3.42	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc30; ○= 8ø14Mc31; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc30; ○= 8ø14Mc31; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
+0.18	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc28; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc28; ○= 8ø14Mc29; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
-0.90	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc26; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc28; ○= 8ø14Mc29; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm
-1.32		
-2.40	1.60 / 0.25 — ⌀= 8ø16Mc26; ○= 8ø14Mc27; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø10 Mc52 @10 y 20cm; 1Eø12 Mc53 @20cm; 1Eø10 Mc54 @20cm	
-4.20		

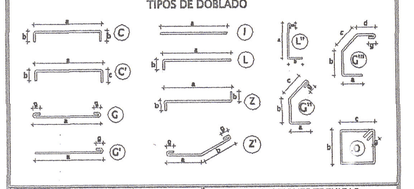
PLANILLA DE HIERROS

ACERO CORRUGADO

Mc	Tipo	⌀	N°	Dimensiones a	b	c	d	g	Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
GRADAS											
10	G	12	252	2.80					2 x 0.10	2.80	705.60
11	Z'	12	18	1.75	1 x 3.85				2 x 0.10	5.80	104.40
12	G	12	18	1.76					2 x 0.10	1.96	35.28
13	G	12	18	2.10					2 x 0.10	2.30	41.40
14	Z'	12	18	1.45	1 x 3.85				2 x 0.10	5.50	99.00
15	Z'	12	18	1.70	1 x 3.15				2 x 0.10	5.05	90.90
16	G	12	18	2.45					2 x 0.10	2.85	51.30
17	G	12	18	2.00					2 x 0.10	2.20	39.60
18	Z'	12	18	2.10	1 x 3.15				2 x 0.10	5.50	99.00
19	Z'	12	36	2.05	1 x 3.50				2 x 0.10	5.75	207.00
20	G	12	38	1.75					2 x 0.10	1.95	70.20
21	G	12	36	2.35					2 x 0.10	2.55	91.80
22	Z'	12	38	1.45	1 x 3.60				2 x 0.10	5.15	195.40
23	Z'	12	38	1.70	1 x 3.50				2 x 0.10	5.40	194.40
24	G	12	36	2.15					2 x 0.10	2.35	84.60
25	G	12	36	2.60					2 x 0.10	2.80	79.20
26	Z'	12	36	1.65	1 x 3.50				2 x 0.10	5.55	199.80
COLUMNAS Y DIAFRAGMAS											
20	L	18	36	8.80	1 x 0.40					9.00	324.00
21	L	18	84	6.80	1 x 0.40					7.20	604.80
22	L	18	48	5.75	1 x 0.45					6.20	297.60
23	L	18	120	6.45	1 x 0.45					6.90	828.00
24	L	18	24	9.10	1 x 0.40					10.10	242.40
25	Z	14	8	3.60	2 x 0.40					4.40	35.20
26	L	18	16	6.80	1 x 0.40					7.20	115.20
27	L	14	18	6.80	1 x 0.40					7.20	129.60
28	L	18	16	5.75	1 x 0.45					6.20	99.20
29	L	14	18	5.75	1 x 0.45					6.20	111.60
30	L	18	32	8.45	1 x 0.45					6.90	220.80
31	L	14	32	8.45	1 x 0.45					6.90	220.80
32	L	18	127	7.80	1 x 0.45					7.80	82.80
50	O	10	1438	2 x 0.44	2 x 0.44				2 x 0.10	1.98	2814.58
51	O	10	2872	2 x 0.44	2 x 0.18				2 x 0.10	1.44	4135.68
52	O	10	645	2 x 0.18	2 x 0.18				2 x 0.10	0.98	632.10
53	O	12	215	2 x 1.54	2 x 0.19				2 x 0.10	3.86	785.80
54	G	10	480	1 x 0.20					2 x 0.05	0.30	129.00
55	O	10	22	2 x 0.34	2 x 0.24				2 x 0.10	1.16	25.52

SELLOS MUNICIPALES

TIPOS DE DOBLADO



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA									ESPECIFICACIONES TECNICAS
LONG. COMER.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES 8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	GENERALIDADES: El diseño del hormigón armado cumple con las normas técnicas del código ACI-318-05, el diseño del acero estructural cumple con las normas técnicas del código AISC-LRFD-93. Los detalles que aquí no constan, se deberán regir por los mismos códigos
6.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
9.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
12.00	644	364	59	56	100						
Kg	4705	2656	968	807	4796						
ACERO fy = 4200 Kg/cm²			PESO TOTAL:		13605	Kg	NOTA : Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo				

| RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA | | | | | | | | | | |