



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS,
ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2 MEDIANTE LA
MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**

AUTOR: Romel Amilcar Gallardo Sinchiguano

TUTOR: Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

AMBATO – ECUADOR

Agosto - 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, elaborado por el estudiante **Romel Amilcar Gallardo Sinchiguano**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I 0503239691, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, Agosto 2021

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'CARLOS PATRICIO NAVARRO PEÑAHERRERA', with a small '21' written below it. The signature is written over a horizontal dashed line.

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, Romel Amilcar Gallardo Sinchiguano con C.I: 0503239691, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Agosto 2021



Romel Amilcar Gallardo Sinchiguano

C.I: 0503239691

AUTOR

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 patrimonial 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 esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Agosto 2021



Romel Amilcar Gallardo Sinchiguano

C.I: 0503239691

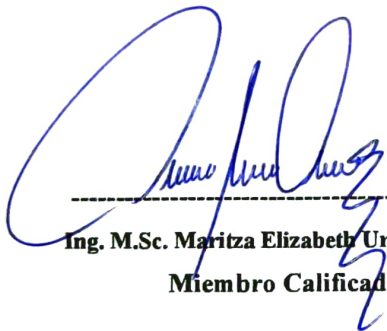
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO


Los miembros de Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Romel Amilcar Gallardo Sinchiguano de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Agosto 2021

Para constancia firman:



Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
Miembro Calificador



Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera
Miembro Calificador

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación quiero dedicarlo a mis padres Amilcar y Consuelo por todo el apoyo que me brindaron a lo largo de mi vida tanto en lo personal como en lo académico, facilitando todos los medios y recursos necesarios para seguir día a día y demostrar que cada esfuerzo tiene su recompensa.

Al mismo tiempo a mi hermano Antonio que me brindó sus consejos y apoyo incondicional y a mi hermana Lisbeth que me impulsa a ser una mejor persona para poder ser su ejemplo.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por brindarme la fuerza necesaria para no decaer en ningún momento y ser perseverante hasta conseguir todas mis metas.

A mis padres y hermanos que me brindaron su apoyo en todo momento al igual que su afecto demostrando que la familia es el mejor regalo que se puede tener.

A la Universidad Técnica de Ambato y a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por darme la oportunidad de alcanzar un título universitario e impartir todos sus conocimientos dentro de clase como fuera de ella que me servirá para convertirme en un excelente profesional.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xx
ABSTRACT.....	xxi
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	3
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	4
1.1.3.1 Vulnerabilidad Estructural	4
1.1.3.2 Amenaza y Vulnerabilidad Sísmica	5
1.1.3.3 Metodologías para el Análisis de Vulnerabilidad Sísmica.	5
1.1.3.3 Análisis cualitativo.....	6
1.1.3.4 Análisis cuantitativo.....	14
1.1.3.5 Reforzamiento estructural	39
1.1.4 Hipótesis.....	45
1.2 Objetivos:	45

1.2.1	Objetivo General	45
1.2.2	Objetivos Específicos.....	45
CAPÍTULO II		46
METODOLOGÍA		46
2.1	Materiales y Equipos	46
2.2	Métodos	46
2.2.1	Plan de Recolección de Datos.....	46
2.2.2	Plan de Procesamiento y Análisis de Información.....	47
2.2.3	Recolección de Datos.....	48
2.2.3.1	Planos de la Edificación.....	48
2.2.3.2	Ubicación	50
2.2.3.3	Características de la estructura.....	50
2.2.3.4	Materiales.....	51
2.2.3.5	Resistencia a la compresión del hormigón.....	51
2.2.3.6	Acero de refuerzo de elementos estructurales.....	57
2.2.3.7	Cargas gravitacionales	59
2.2.3.8	Irregularidades de la estructura	63
2.2.3.9	Carga sísmica	64
CAPÍTULO III.....		75
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		75
3.1	Análisis y discusión de los resultados	75
3.1.1	Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo.....	75
3.1.1.1	Inspección Visual Rápida según FEMA 154	75
3.1.1.2	Inspección Visual Rápida según NEC 2015	83
3.1.2	Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo.....	87
3.1.2.1	Análisis Estructural de acuerdo a la NEC-SE-DS-2015	87
3.1.2.2	Análisis Estático No Lineal.....	112

3.1.3	Reforzamiento	123
3.1.3.1	Reforzamiento a nivel de elemento	139
3.1.4	Sectorización de la Curva de Capacidad Propuesta por Visión 2000	144
3.1.5	Verificación del Desempeño Estructural	145
3.1.6	Evaluación del Desempeño de la Estructura Reforzada	146
3.1.7	Vibraciones	152
3.2	Verificación de hipótesis	155
CAPÍTULO IV		156
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		156
4.1	Conclusiones	156
4.2	Recomendaciones	158
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		159
ANEXOS		163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Formulario de recopilación de datos RVS Nivel 1 para región de alta sismicidad.....	7
Tabla 2: Formulario de recopilación de datos opcional RVS Nivel 2 para región de alta sismicidad.....	8
Tabla 3: Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	9
Tabla 4: Tipos de construcción de FEMA 154	10
Tabla 5: Tipología del sistema estructural implementados para la evaluación.....	11
Tabla 6: Matriz de puntuación del formulario de recopilación de datos de Nivel 1 para alta sismicidad.....	12
Tabla 7: Modificadores	13
Tabla 8: Niveles de amenaza sísmica	22
Tabla 9: Datos para el espectro determinista	24
Tabla 10: Coeficientes para usar en ecuaciones para una amortiguación efectiva ...	33
Tabla 11: Coeficientes para usar en ecuaciones para el periodo efectivo.....	35
Tabla 12: Ensayo esclerométrico en vigas	55
Tabla 13: Ensayo esclerométrico en losas	56
Tabla 14: Tabla resumen de la resistencia a la compresión obtenida de la estructura	57
Tabla 15: Refuerzo de vigas.....	58
Tabla 16: Refuerzo de columnas.....	58
Tabla 17: Carga muerta de losa.....	62
Tabla 18: Ensayo SPT.....	65
Tabla 19: Clasificación de los suelos SUCS.....	66
Tabla 20: Ensayo de granulometría	67
Tabla 21: Velocidad de onda de corte.....	68
Tabla 22: Cálculo del cortante basal y el espectro de la NEC	71
Tabla 23: Datos para la construcción del espectro según la NEC 2015	71
Tabla 24: Comparación de los periodos fundamentales de la estructura sin reforzar	90

Tabla 25: Corrección del coeficiente de cortante basal (C) y factor k de la estructura sin reforzar	94
Tabla 26: Participación modal de la estructura sin reforzar.....	94
Tabla 27: Acumulación de la masa modal de la estructura sin reforzar	96
Tabla 28: Cortante basal de la estructura sin reforzar.....	97
Tabla 29: Derivas elásticas e inelásticas de la estructura sin reforzar	101
Tabla 30: Momento de diseño y refuerzo de flexión para momento de la estructura sin reforzar	103
Tabla 31: Fuerza y refuerzo de corte de la estructura sin reforzar.....	105
Tabla 32: Fuerza y refuerzo de torsión de la estructura sin reforzar.....	106
Tabla 33: Detalles de la columna de la estructura sin reforzar	107
Tabla 34: Fuerza de diseño axial y momento biaxial para Pu, Mu2, Mu3 de la estructura sin reforzar.....	107
Tabla 35: Diseño a corte para Vu2, Vu3 de la estructura sin reforzar.....	111
Tabla 36: Parámetros de la NEC-SE-DS-2015 para los espectros de demanda	120
Tabla 37: Dimensiones de la sección IPE 330.....	123
Tabla 38: Comparación de los periodos fundamentales de la estructura reforzada	124
Tabla 39: Corrección del cortante basal y factor k de la estructura reforzada.....	126
Tabla 40: Modos de vibración para análisis dinámico de la estructura reforzada ..	127
Tabla 41: Cortante basal de la estructura reforzada	129
Tabla 42: Derivas elásticas e inelásticas de la estructura reforzada	132
Tabla 43: Momento de diseño y refuerzo de flexión para momento de la estructura reforzada.....	134
Tabla 44: Fuerza y refuerzo de corte de la estructura reforzada	134
Tabla 45: Fuerza y refuerzo de torsión de la estructura reforzada.....	135
Tabla 46: Detalles de la columna de la estructura reforzada	136
Tabla 47: Fuerza de diseño axial y momento biaxial para Pu, Mu2, Mu3	136
Tabla 48: Diseño a corte para Vu2, Vu3 de la estructura reforzada	138
Tabla 49: Datos de la curva de capacidad en sentido X de la estructura reforzada	146
Tabla 50: Datos de la curva de capacidad en sentido Y de la estructura reforzada	147
Tabla 51: Datos para la curva bilineal, sentido X.....	148
Tabla 52: Datos para la curva bilineal, sentido Y	149
Tabla 53: Puntos de desempeño, sentido X	150

Tabla 54: Puntos de desempeño, sentido Y	151
Tabla 55: Datos de elementos área de la estructura	154
Tabla 56: Frecuencia natural de los entresijos	154

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para carga monótona de concreto confinado y no confinado	15
Figura 2: Modelo de Park	16
Figura 3: Curva generalizada fuerza-deformación de elementos	17
Figura 4: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón reforzadas	18
Figura 5: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón reforzado	19
Figura 6: Curva de capacidad	20
Figura 7: Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad	21
Figura 8: Espectro elástico de diseño	22
Figura 9: Espectro determinista vs espectro NEC-2015	25
Figura 10: Transformación del espectro estándar a ADRS.....	26
Figura 11: Niveles de desempeño del edificio.....	29
Figura 12: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	29
Figura 13: Tipos de comportamientos inelásticos	32
Figura 14: Espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) usado con el periodo secante, T_{sec}	36
Figura 15: Punto de desempeño.....	38
Figura 16: Reforzamiento de columnas mediante recrecido de hormigón armado ..	40
Figura 17: Reforzamiento por medio de encamisado de perfiles metálicos en vigas	41
Figura 18: Reforzamiento por medio de encamisado de perfiles metálicos en columnas	42
Figura 19: Reforzamiento con Muros de Corte	42
Figura 20: Arriostramiento con cruces de San Andrés, Hotel Arts en Barcelona	43
Figura 21: Reforzamiento con fibra de carbono	44
Figura 22: Plano arquitectónico planta baja	48
Figura 23: Plano arquitectónico segundo piso.....	48
Figura 24: Plano arquitectónico tercer piso	49
Figura 25: Plano arquitectónico cuarto piso	49

Figura 26: Ubicación de la Estructura	50
Figura 27: Ensayo con el martillo esclerométrico	52
Figura 28: Ensayo esclerométrico de la losa y viga eje B, N+3.06	52
Figura 29: Ensayo esclerométrico de la viga eje D, N+3.06	53
Figura 30: Ensayo esclerométrico de la viga eje 3, N+6.30	53
Figura 31: Ensayo esclerométrico de la losa y viga eje F, N+4.68.....	54
Figura 32: Ensayo esclerométrico de la losa y vigas eje F y 2, N+7.92	54
Figura 33: Ensayo esclerométrico de la losa, N+12.78	55
Figura 34: Pared tipo 1.....	60
Figura 35: Pared tipo 2.....	60
Figura 36: Pared tipo 3.....	61
Figura 37: Losa tipo.....	61
Figura 38: Coeficientes de irregularidad en planta.....	63
Figura 39: Coeficientes de irregularidad en elevación	64
Figura 40: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	65
Figura 41: Clasificación de los perfiles de suelo	68
Figura 42: Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	69
Figura 43: Tipo de suelo y factores de sitio Fd	69
Figura 44: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs	70
Figura 45: Razón entre la aceleración espectral y el PGA	70
Figura 46: Espectros NEC-2015 y Determinista	74
Figura 47: Paso 1-Nivel 1-FEMA 154. Fotografiar el edificio	75
Figura 48: Paso 2-Nivel 1-FEMA 154. Determinar y documentar los datos	76
Figura 49: Paso 3-Nivel 1-FEMA 154. Identificación y selección	77
Figura 50: Paso 4-Nivel 1-FEMA 154. Determinar otros peligros y acciones requeridas	78
Figura 51: Nivel 1 de la Evaluación Visual Rápida de FEMA 154.....	79
Figura 52: Paso 1-Nivel 2-FEMA 154. Información de construcción y puntaje base	80
Figura 53: Paso 2-Nivel 2-FEMA 154. Modificadores para irregularidad en elevación	80

Figura 54: Paso 3-Nivel 2-FEMA 154. Modificadores irregularidad en planta y otros casos	81
Figura 55: Paso 4-Nivel 2-FEMA 154. Identificación de peligros no estructurales	81
Figura 56: Nivel 2 de la Evaluación Visual Rápida de FEMA 154.....	82
Figura 57: Paso 1-NEC 2015. Establecer datos básicos	84
Figura 58: Paso 2-NEC 2015. Identificar el sistema estructural.....	84
Figura 59: Paso 3-NEC 2015. Seleccionar puntaje básico y modificadores	85
Figura 60: Paso 4-NEC 2015. Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica	85
Figura 61: Evaluación Visual Rápida de la NEC 2015	86
Figura 62: Coeficiente y altura máxima de la edificación	88
Figura 63: Espectros de respuesta con sus aceleraciones espectrales de la estructura sin reforzar	88
Figura 64: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro NEC-2015 de la estructura sin reforzar.....	89
Figura 65: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro determinista de la estructura sin reforzar.....	90
Figura 66: Periodo fundamental de la estructura sin reforzar.....	92
Figura 67: Aceleraciones espectrales para la corrección de C y k de la estructura sin reforzar	93
Figura 68: Vista en planta de la torsión de la estructura sin reforzar en el primer modo	95
Figura 69: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso	98
Figura 70: Derivas Inelásticas en dirección X por cortante estático de la estructura sin reforzar	99
Figura 71: Derivas Inelásticas en dirección Y por cortante estático de la estructura sin reforzar	99
Figura 72: Derivas Inelásticas en dirección X por cortante dinámico de la estructura sin reforzar	100
Figura 73: Derivas Inelásticas en dirección Y por cortante dinámico de la estructura sin reforzar	100
Figura 74: Acero para vigas en el pórtico más desfavorable eje 3 de la estructura sin reforzar	102
Figura 75: Vista en planta N+6.30 de la estructura sin reforzar	103

Figura 76: Cantidad de acero en el pórtico más demandado, eje 4 de la estructura de la estructura sin reforzar.....	108
Figura 77: Porcentaje de acero de la estructura de la estructura sin reforzar	108
Figura 78: Relación demanda/capacidad, eje 4 de la estructura sin reforzar.....	110
Figura 79: Relación demanda/capacidad, eje D de la estructura sin reforzar.....	110
Figura 80: Coeficiente de cortante basal y factor k (corregidos), espectro NEC-2015 de la estructura sin reforzar	112
Figura 81: Coeficiente de cortante basal y factor k (corregidos), espectro determinista de la estructura sin reforzar	113
Figura 82: Acero en vigas de la estructura	113
Figura 83: Acero en columnas de la estructura.....	114
Figura 84: Carga gravitacional para el análisis estático no lineal.....	115
Figura 85: Caso de carga PUSH-X para el análisis estático no lineal	116
Figura 86: Caso de carga PUSH-Y para el análisis estático no lineal	116
Figura 87: Control de aplicación de carga para el análisis estático no lineal	117
Figura 88: Datos de asignación de la rótula plástica en vigas	118
Figura 89: Datos de asignación de la rótula plástica en columnas	118
Figura 90: Curvas de peligro sísmico para Ambato	119
Figura 91: Espectros para análisis estático no lineal	120
Figura 92: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido X con espectro NEC-2015	121
Figura 93: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido Y con espectro NEC-2015	121
Figura 94: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido X con espectro determinista.....	122
Figura 95: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido Y con espectro determinista.....	122
Figura 96: Perfil de acero IPE.....	123
Figura 97: Vista en elevación eje A con el reforzamiento global.....	124
Figura 98: Aceleraciones espectrales para la corrección de C y k de la estructura reforzada.....	126
Figura 99: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro NEC-2015 de la estructura reforzada.....	127

Figura 100: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro determinista de la estructura reforzada.....	127
Figura 101: Derivas inelásticas en dirección X por cortante estático de la estructura reforzada.....	130
Figura 102: Derivas inelásticas en dirección Y por cortante estático de la estructura reforzada.....	130
Figura 103: Derivas inelásticas en dirección X por cortante dinámico de la estructura reforzada.....	131
Figura 104: Derivas inelásticas en dirección Y por cortante dinámico de la estructura reforzada.....	131
Figura 105: Acero requerido en vigas, vista en planta N+6.30 de la estructura reforzada.....	133
Figura 106: Acero requerido en vigas, vista en elevación eje 3 de la estructura reforzada.....	133
Figura 107: Relación demanda/capacidad, eje 4 de la estructura reforzada.....	137
Figura 108: Relación demanda/capacidad, eje D de la estructura reforzada.....	137
Figura 109: Sección transversal de columna encamisada con ángulos y soleras ...	140
Figura 110: Columna encamisada con ángulos y solera.....	141
Figura 111: Ubicación de columnas a reforzar.....	141
Figura 112: Sección transversal de la columna reforzada.....	142
Figura 113: Sección de columna reforzada con medidas.....	142
Figura 114: Vista longitudinal X-X de la columna reforzada.....	143
Figura 115: Vista longitudinal Y-Y de la columna reforzada.....	143
Figura 116: Diagrama momento-curvatura de las columnas.....	144
Figura 117: Sectorización de la curva de capacidad Visión 2000.....	144
Figura 118: Objetivos de rehabilitación.....	145
Figura 119: Objetivos de desempeño.....	146
Figura 120: Curva de capacidad de la estructura reforzada.....	148
Figura 121: Curva de capacidad y bilineal, sentido X de la estructura reforzada ..	149
Figura 122: Curva de capacidad y bilineal, sentido Y de la estructura reforzada ..	150
Figura 123: Verificación del desempeño de la estructura reforzada, sentido X.....	151
Figura 124: Verificación del desempeño de la estructura reforzada, sentido Y.....	152
Figura 125: Límites de tolerancia recomendados para la comodidad humana.....	153

Figura 126: Frecuencia natural de entrepisos en los límites para el confort humano
..... 154

RESUMEN

En el país la norma vigente (NEC-2015) establece un formulario de inspección visual rápida para un análisis cualitativo de estructuras basado del propuesto por FEMA 154, cuyo objetivo fundamental es determinar la vulnerabilidad sísmica que presentan las construcciones.

En el presente proyecto se obtuvo una diferencia en cuanto al análisis por las dos metodologías, por FEMA 154 la estructura presenta alta vulnerabilidad sísmica mientras que por la NEC-2015 presenta una vulnerabilidad sísmica media correspondiente a la irregularidad en elevación y la presencia de columnas cortas.

En el análisis lineal tanto estático como dinámico y análisis estático inelástico, dentro de los primeros análisis se determinó el periodo fundamental de vibración que demuestra flexibilidad en la estructura y se debe rigidizar, a su vez se comprobó con las derivas inelásticas puesto que sobrepasan el límite permisible del 2 por ciento; en cuanto al análisis estático inelástico se determinó que la edificación no tiene la capacidad necesaria demostrando que colapsa ante la presencia de un sismo.

Por lo que se propuso un reforzamiento a nivel global y local, el primero por medio de cruces de San Andrés y el segundo en las columnas que presentan un efecto de columna corta debido al cambio de nivel que se observó en el edificio a través de un encamisado metálico por ángulos y soleras.

Finalmente, se determinó la frecuencia natural de los entrepisos del edificio a través de sus deflexiones para verificar que las vibraciones se encuentren en límite permisible establecido en la guía 11 del AISC.

ABSTRACT

In the country, the current standard (NEC-2015) establishes a rapid visual inspection form for a qualitative analysis of structures based on the one proposed by FEMA 154, whose main objective is to determine the seismic vulnerability of buildings.

In this project, a difference was obtained in terms of the analysis by the two methodologies, by FEMA 154 the structure presents high seismic vulnerability while by NEC-2015 it presents an average seismic vulnerability corresponding to the irregularity in elevation and the presence of short columns. .

In both static and dynamic linear analysis and inelastic static analysis, within the first analyzes the fundamental period of vibration was determined that shows flexibility in the structure and must be stiffened, in turn it was verified with inelastic drifts since they exceed the limit allowable 2 percent; Regarding the inelastic static analysis, it was determined that the building does not have the necessary capacity, showing that it collapses in the presence of an earthquake.

Therefore, a reinforcement was proposed at a global and local level, the first through San Andrés crosses and the second in the columns that present a short column effect due to the change in level that was observed in the building through a metallic cladding for corners and sills.

Finally, the natural frequency of the building's mezzanines was determined through their deflections to verify that the vibrations are within the permissible limit established in guide 11 of the AISC.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

1.1.1 Antecedentes

Los desastres naturales son impredecibles y no se pueden evitar, como consecuencia los daños por terremotos e inundaciones cada vez siguen en aumento provocando daños en estructuras y varios heridos o muertes, sin embargo, el tomar medidas preventivas en construcción puede minimizar el riesgo. [1]

El 16 de abril de 2016 se produjo en Portoviejo un sismo con una magnitud de 7.8 Mw que puso en evidencia las fallas constructivas y negligencia que existe en la elaboración de edificaciones al utilizar normas no vigentes o incluso sin reglamentación alguna, además de adicionar pisos sin previo análisis técnico o empleando hormigones de baja calidad.[2]

Los edificios educativos son estructuras importantes por la cantidad de personas que la utilizan de ahí la preocupación para garantizar su seguridad, debido a que cualquier tipo de derrumbe leve de algún elemento provocaría heridas considerables o peor aún la pérdida de muchas vidas. [3]

Con el pasar de los años y el avance tecnológico, actualmente existen varios procedimientos para evaluar la seguridad que dispone una estructura ante la presencia de terremotos. [3]

Morán J. en el año 2016 evaluó los daños estructurales en edificaciones posterior a un evento sísmico en base a la aplicación de la metodología FEMA-154 haciendo uso del formulario de Nivel 1 en el que se asumió un suelo tipo D con irregularidad vertical debido a que la altura de las columnas de la planta baja es mayor a las columnas de los pisos superiores e irregularidad en planta al ser una losa en forma de L. El tipo de edificación es de una estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada (C3) y se obtuvo valores de 0.3 tanto en el Nivel 1 como en el Nivel 2 indicando que se requiere una evaluación más detallada.[4]

Orellana G. y Parra J. en el año 2017 evaluaron el desempeño sísmico de una estructura esencial apertado de hormigón armado en la ciudad de Cuenca de acuerdo a la norma ecuatoriana vigente en la que observaron que la edificación cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil al formarse inicialmente rotulas plásticas en vigas y a su vez verificaron que la estructura no cumple los parámetros de desempeño especificados para una estructura esencial ya que no soportara cargas de gravedad posterior al evento sísmico.[5]

El método propuesto en FEMA-154 es uno de los métodos de evaluación más aceptados. Ha sido utilizado a gran escala mediante la inspección visual rápida (RVS) de las construcciones que indagaran en un conjunto de parámetros para evaluar el nivel de vulnerabilidad que presentan. [6]

La inspección visual rápida (RVS) es relativamente económico y se puede inspeccionar varios edificios en un tiempo corto a comparación de otros métodos de análisis. Su proceso se basa en asignar una puntuación a la estructura en base a determinados parámetros, principalmente a: la altura, las irregularidades de los edificios, el tipo de suelo y el año en el que fue construido, con la que se determina el nivel de vulnerabilidad de la estructura. [3]

Para encontrar las deficiencias que presenta una estructura mediante un proceso más detallado, [7] ha empleado el análisis *Pushover* que es un procedimiento incremental estático no lineal que describe el comportamiento estructural cuando se somete a cargas sísmicas.

El análisis estático no lineal *Pushover* proporciona las curvas de capacidad, las que manifiestan la capacidad del edificio. Este análisis se realiza con la ayuda del software ETABS. Posteriormente al superponer la capacidad de la estructura con la demanda sísmica se obtiene el punto de desempeño. [8]

1.1.2 Justificación

Debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de alta sismicidad, ubicado dentro del cinturón de fuego del Pacífico, es necesario contar con mapas de intensidad sísmica que brinden una idea clara para construir estructuras con un mejor comportamiento estructural.[9]

Los mapas de intensidad sísmica estiman el peligro sísmico del país reflejando las características de las diferentes zonas del Ecuador y su potencial afectación por sismos futuros al manifestar sitios que han experimentado terremotos en el pasado, por ende, las estructuras en estos lugares deberán ser diseñadas y construidas con más cuidado para que puedan tener un comportamiento sismorresistente adecuado.[9]

La sismicidad de Ecuador se reactiva cada 50 años, como consecuencia se producen varios sismos cercanos o mayores a 8 grados en la escala de Richter. Dicha reactivación se produce a inicios de cada siglo que es 35 veces más intensa que las que se producen a mediados del siglo.[10]

Los sismos ocurren repentinamente, por la energía acumulada con el pasar de los años por el movimiento de las placas tectónicas que según estudios se mueven algunos centímetros al año y esta energía es liberada donde existe contacto con placas, fallas geológicas o lugares cercanos a estos.[11]

La provincia de Tungurahua se encuentra en una zona con caracterización del peligro sísmico alto, que incluye una saturación a 0.40 g de los valores de aceleración sísmica en roca que caracteriza la zona V. [12]

Principalmente el riesgo recurre a su capital, la ciudad de Ambato, debido a que se encuentra asentada en fallas geológicas de gran extensión teniendo como principales a tres fallas: Huachi, Ambato y Totora, estas fallas tienen una extensión entre 12 a 17km aproximadamente con un ancho de 6 km cada una, lo que hace que sean muy peligrosas para la ciudad. [13]

Las amenazas sísmicas son orientadas a las 51 fallas corticales delimitadas en un área de 50 km considerando una sismicidad alta, moderada a baja. Por lo que se requiere un análisis determinado para salvaguardar las vidas de las personas y estructuras ante ciertos desastres naturales como sismos. [13]

Debido a los desastres naturales ya mencionados con anterioridad a los que el país se encuentra expuesto, se ha planteado un análisis cualitativo por medio de un examen visual rápido y cuantitativo a través de un análisis no lineal para examinar el desempeño sísmico del segundo bloque de la facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial de la Universidad Técnica de Ambato y así determinar si la estructura dispone la capacidad necesaria o si requiere un reforzamiento.

1.1.3 Fundamentación Teórica

1.1.3.1 Vulnerabilidad Estructural

La vulnerabilidad de una estructura es la tendencia que tiene a sufrir daños ante una sollicitación específica, en donde la susceptibilidad está vinculada a procesos de diseño, construcción, operación y mantenimiento a la estructura analizada.[14]

Para realizar una evaluación de la vulnerabilidad se necesitan verificar las características de la estructura mediante visitas de inspección. Estas características se pueden agrupar en: antecedentes, registros previos y entorno social.[14]

En antecedentes se refiere a la información general de la estructura como: sistema estructural, materiales, geometría de los elementos, año de construcción y si amerita los daños previos por los que llevaron a la investigación.[14]

Los registros previos hacen énfasis en los planos originales del diseño, modificaciones, bitácoras de construcción, memorias de cálculo y aquellos documentos en los que se indique los detalles de la construcción analizada. [14]

Finalmente, con entorno social se refiere a la importancia de la estructura, es decir, especificar el uso que se va a dar a la construcción.

1.1.3.2 Amenaza y Vulnerabilidad Sísmica

La amenaza es un peligro o un factor de riesgo externo que está presente en un sistema, puede expresarse como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un suceso con una determinada intensidad, en un sitio específico y en un período de tiempo particular. [15]

Los análisis de amenaza sísmica son importantes para el desarrollo de un país, debido a la necesidad de diseñar y construir las nuevas edificaciones, así como reforzar las estructuras construidas previamente de acuerdo con el nivel de amenaza para comprobar la vulnerabilidad de las estructuras. [16]

La vulnerabilidad sísmica tiene relación con el peligro físico que puede tener una estructura ante un sismo y por ende la calidad de su diseño sismorresistente. [15]

La amenaza y la vulnerabilidad son ideas totalmente diferentes, en cualquier caso, presentan una definición fundamental para proponer una manera de hacer frente a las posibilidades de distinguir para disminuir el riesgo, ciertamente es irreal actuar sobre la amenaza, sin embargo, es concebible que el peligro pueda disminuir, reduciendo la vulnerabilidad de los elementos expuestos. [15]

1.1.3.3 Metodologías para el Análisis de Vulnerabilidad Sísmica.

Con el pasar de los años se han realizado varias investigaciones y como resultado se han obtenido varios métodos que nos facilitan determinar la vulnerabilidad que presenta una estructura ante un evento sísmico.

Algunos de ellos se les ha agrupado en tres tipos de metodologías: métodos empíricos, métodos analíticos o teóricos y métodos experimentales. [17]

Los métodos empíricos se basan en la experiencia y se usan cuando no se tiene una completa información. A su vez este método incorpora a los métodos de categorización y de inspección y puntaje. El primero clasifica las edificaciones según su tipología en clases de vulnerabilidad basado en el desempeño sísmico de estructuras similares por lo que es muy subjetivo y por ende de uso restringido; mientras que el segundo permite

obtener una valoración preliminar adecuada para clasificar el grado de debilidad sísmica, por medio de un reconocimiento y descripción de los defectos sísmicos de una estructura mediante valores numéricos a determinados elementos para obtener un índice de vulnerabilidad, sin embargo, en casos en las que edificaciones relevantes presenten gran vulnerabilidad, conviene complementarlas con algún método analítico o experimental. [17]

Los métodos analíticos o teóricos analizan la resistencia aproximada que tienen las estructuras con respecto a los movimientos del suelo mediante modelos mecánicos de respuesta estructural incluyendo como información sus características mecánicas. Son más detallados y por ende costosos. [17]

En cuanto a los métodos experimentales son aquellos que se basan a ensayos dinámicos generalmente in situ, con el fin de determinar las propiedades de las estructuras y sus componentes. [17]

Estos métodos descritos, básicamente se basan en la experiencia, ensayos y modificaciones que se han realizado conforme avanza el tiempo y la tecnología, permitiendo sintetizarlos fundamentalmente en dos metodologías, siendo estas cualitativas y cuantitativas.

1.1.3.3 Análisis cualitativo

Un análisis cualitativo permite reconocer y determinar las imperfecciones estructurales de una edificación a través de valores numéricos para obtener finalmente un índice de vulnerabilidad. [18]

Para este proyecto se empleará una evaluación visual rápida, propuesto por FEMA 154 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 215.

El Examen Visual Rápido (RVS, por sus siglas en inglés) se lo emplea como un análisis preliminar ya que se puede ejecutar sin realizar un estudio estructural más detallado para identificar construcciones eventualmente peligrosas en un corto periodo

de tiempo. Utilizando un sistema de puntuación en el que la persona encargada del análisis deberá identificar el tipo de edificio según su material y sistema de construcción, características que modifiquen su desempeño sísmico esperado; en caso que el reconocimiento sea exterior se llevará a cabo en un tiempo estimado entre 15 a 30 minutos y en caso que pueda acceder al interior de la estructura se tomará unos minutos adicionales, para llenar adecuadamente los formularios que se detallan a continuación. [19]

Tabla 1: Formulario de recopilación de datos RVS Nivel 1 para región de alta sismicidad

**Level 1
HIGH Seismicity**

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

PHOTOGRAPH

Address: _____ Zip: _____

Other Identifiers: _____

Building Name: _____

Use: _____

Latitude: _____ Longitude: _____

S₁: _____ S₂: _____

Screener(s): _____ Date/Time: _____

No. Stories: Above Grade: _____ Below Grade: _____ Year Built: _____ EST

Total Floor Area (sq. ft.): _____ Code Year: _____

Additions: None Yes, Year(s) Built: _____

Occupancy: Assembly Commercial Emer. Services Historic Shelter
Industrial Office School Government
Utility Warehouse Residential, #Units: _____

Soil Type: A Hard Rock B Avg Rock C Dense Soil D Stiff Soil E Soft Soil F Poor Soil DNK */if DNK, assume Type D.*

Geologic Hazards: Liquefaction: Yes/No/DNK Landslide: Yes/No/DNK Surf. Rupt.: Yes/No/DNK

Adjacency: Pounding Falling Hazards from Taller Adjacent Building

Irregularities: Vertical (type/severity) _____
 Plan (type) _____

Exterior Falling Hazards: Unbraced Chimneys Heavy Cladding or Heavy Veneer
 Parapets Appendages
 Other: _____

COMMENTS:

SKETCH

Additional sketches or comments on separate page

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, S _{L1}																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score	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	
Severe Vertical Irregularity, V _{L1}	-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	
Moderate Vertical Irregularity, V _{L1}	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA	
Plan Irregularity, P _{L1}	-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-Code	-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-Benchmark	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	
Soil Type A or 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	
Soil Type E (1-3 stories)	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	
Soil Type E (> 3 stories)	-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	
Minimum Score, S _{MIN}	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	

FINAL LEVEL 1 SCORE, S_{L1} ≥ S_{MIN}

<p>EXTENT OF REVIEW</p> <p>Exterior: <input type="checkbox"/> Partial <input type="checkbox"/> All Sides <input type="checkbox"/> Aerial <input type="checkbox"/> None <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Entered</p> <p>Drawings Reviewed: <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No</p> <p>Soil Type Source: _____</p> <p>Geologic Hazards Source: _____</p> <p>Contact Person: _____</p> <p>LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, Final Level 2 Score, S_{L2} _____ <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Nonstructural hazards? <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No</p>	<p>OTHER HAZARDS</p> <p>Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation?</p> <p><input type="checkbox"/> Pounding potential (unless S_{L2} > cut-off, if known)</p> <p><input type="checkbox"/> Falling hazards from taller adjacent building</p> <p><input type="checkbox"/> Geologic hazards or Soil Type F</p> <p><input type="checkbox"/> Significant damage/deterioration to the structural system</p>	<p>ACTION REQUIRED</p> <p>Detailed Structural Evaluation Required?</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, unknown FEMA building type or other building</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, score less than cut-off</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, other hazards present</p> <p><input type="checkbox"/> No</p> <p>Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one)</p> <p><input type="checkbox"/> Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated</p> <p><input type="checkbox"/> No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary</p> <p><input type="checkbox"/> No, no nonstructural hazards identified <input type="checkbox"/> DNK</p>
---	--	--

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data OR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete URM = Unreinforced masonry infill MH = Manufactured Housing PD = Flexible diaphragm
BR = Braced frame SW = Shear wall TU = Tilt up LM = Light metal RD = Rigid diaphragm

Fuente: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook by Federal Emergency Management Agency, FEMA 154.

Tabla 2: Formulario de recopilación de datos opcional RVS Nivel 2 para región de alta sismicidad

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards **Level 2 (Optional)**
HIGH Seismicity
 FEMA P-154 Data Collection Form
 Optional Level 2 data collection to be performed by a civil or structural engineering professional, architect, or graduate student with background in seismic evaluation or design of buildings.

Bldg Name:	Final Level 1 Score: $S_{L1} =$ <i>(do not consider S_{MIN})</i>	
Screened:	Level 1 Irregularity Modifiers: Vertical Irregularity, $V_{L1} =$ Plan Irregularity, $P_{L1} =$	
Date/Time:	ADJUSTED BASELINE SCORE: $S' = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$	

STRUCTURAL MODIFIERS TO ADD TO ADJUSTED BASELINE SCORE					
Topic	Statement <i>(If statement is true, circle the "Yes" modifier; otherwise cross out the modifier.)</i>	Yes	Subtotals		
Vertical Irregularity, V_{L2}	Sloping Site	W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-1.2		
	Weak and/or Soft Story <i>(circle one maximum)</i>	Non-W1 building: There is at least a full story grade change from one side of the building to the other.	-0.3		
		W1 building cripple wall: An unbraced cripple wall is visible in the crawl space.	-0.6		
		W1 house over garage: Underside of an occupied story, there is a garage opening without a steel moment frame, and there is less than 8' of wall on the same line (for multiple occupied floors above, use 16' of wall minimum).	-1.2		
		W1A building open front: There are openings at the ground story (such as for parking) over at least 50% of the length of the building.	-1.2		
		Non-W1 building: Length of lateral system at any story is less than 50% of that at story above or height of any story is more than 2.0 times the height of the story above.	-0.9		
		Non-W1 building: Length of lateral system at any story is between 50% and 75% of that at story above or height of any story is between 1.3 and 2.0 times the height of the story above.	-0.5		
	Setback	Vertical elements of the lateral system at an upper story are outboard of those at the story below causing the diaphragm to cantilever at the offset.	-1.0		
		Vertical elements of the lateral system at upper stories are inboard of those at lower stories.	-0.5		
		There is an in-plane offset of the lateral elements that is greater than the length of the elements.	-0.3		
Short Column/ Pier	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: At least 20% of columns (or piers) along a column line in the lateral system have height/depth ratios less than 50% of the nominal height/depth ratio at that level.	-0.5			
	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: The column depth (or pier width) is less than one half of the depth of the spandrel, or there are infill walls or adjacent floors that shorten the column.	-0.5			
Split Level	There is a split level at one of the floor levels or at the roof.	-0.5			
Other Irregularity	There is another observable severe vertical irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-1.0			
	There is another observable moderate vertical irregularity that may affect the building's seismic performance.	-0.5			
Plan Irregularity, P_{L2}	Torsional irregularity: Lateral system does not appear relatively well distributed in plan in either or both directions. <i>(Do not include the W1A open front irregularity listed above.)</i>	-0.7	$V_{L2} =$ <i>(Cap at -1.2)</i>		
	Non-parallel system: There are one or more major vertical elements of the lateral system that are not orthogonal to each other.	-0.4			
	Reentrant corner: Both projections from an interior corner exceed 25% of the overall plan dimension in that direction.	-0.4			
	Diaphragm opening: There is an opening in the diaphragm with a width over 50% of the total diaphragm width at that level.	-0.2			
	C1, C2 building out-of-plane offset: The exterior beams do not align with the columns in plan.	-0.4			
	Other irregularity: There is another observable plan irregularity that obviously affects the building's seismic performance.	-0.7			
Redundancy	The building has at least two bays of lateral elements on each side of the building in each direction.	+0.3	$P_{L2} =$ <i>(Cap at -1.1)</i>		
Pounding	The floors do not align vertically within 2 feet.	-1.0			
	One building is 2 or more stories taller than the other.	-1.0			
	The building is at the end of the block.	-0.5			
S2 Building	"K" bracing geometry is visible.	-1.0			
C1 Building	Flat plate serves as the beam in the moment frame.	-0.4			
PC1/RM1 Bldg	There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending. <i>(Do not combine with post-benchmark or retrofit modifier.)</i>	+0.3			
PC1/RM1 Bldg	The building has closely spaced, full height interior walls (rather than an interior space with few walls such as in a warehouse).	+0.3			
URM	Gable walls are present.	-0.4			
MH	There is a supplemental seismic bracing system provided between the carriage and the ground.	+1.2			
Retrofit	Comprehensive seismic retrofit is visible or known from drawings.	+1.4			
FINAL LEVEL 2 SCORE, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$:			<i>(Transfer to Level 1 form)</i>		
There is observable damage or deterioration or another condition that negatively affects the building's seismic performance: <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No					
If yes, describe the condition in the comment box below and indicate on the Level 1 form that detailed evaluation is required independent of the building's score.					

OBSERVABLE NONSTRUCTURAL HAZARDS				
Location	Statement <i>(Check "Yes" or "No")</i>	Yes	No	Comment
Exterior	There is an unbraced unreinforced masonry parapet or unbraced unreinforced masonry chimney.			
	There is heavy cladding or heavy veneer.			
	There is a heavy canopy over exit doors or pedestrian walkways that appears inadequately supported.			
	There is an unreinforced masonry appendage over exit doors or pedestrian walkways.			
	There is a sign posted on the building that indicates hazardous materials are present.			
	There is a taller adjacent building with an unanchored URM wall or unbraced URM parapet or chimney.			
Interior	Other observed exterior nonstructural falling hazard:			
	There are hollow clay tile or brick partitions at any stair or exit corridor.			
Other observed interior nonstructural falling hazard:				
Estimated Nonstructural Seismic Performance <i>(Check appropriate box and transfer to Level 1 form conclusions)</i>				
<input type="checkbox"/> Potential nonstructural hazards with significant threat to occupant life safety → Detailed Nonstructural Evaluation recommended				
<input type="checkbox"/> Nonstructural hazards identified with significant threat to occupant life safety → But no Detailed Nonstructural Evaluation required				
<input type="checkbox"/> Low or no nonstructural hazard threat to occupant life safety → No Detailed Nonstructural Evaluation required				

Comments:

Fuente: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook by Federal Emergency Management Agency, FEMA 154.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 en su guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras presenta el siguiente formulario que se utiliza para el análisis.

Tabla 3: Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACIÓN DE EDIFICACIÓN	DATOS DE EDIFICACIÓN:													
	Dirección:													
	Nombre de la edificación:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:							Fecha de evaluación:						
	Año de construcción:							Año de remodelación:						
	Área construida en m ² :							Número pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL													
	Nombre del evaluador:													
	C.I.													
Registro SENESCYT:														
Fotografía														
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1									
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2									
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3									
		mampostería confinada sin		Pórtico acero laminado con muros	S4									
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5									
PUNTAJES BÁSICOS, 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 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	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	-1.0	-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	
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	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 transición (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	
Postcódigo moderno (construido 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	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	
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, requiere evaluación especial													
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
														Firma responsable Evaluación
OBSERVACIONES. -														

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, NEC 2015.

Este formulario cuenta con una serie de aspectos que se deben considerar al evaluar una estructura, teniendo así los siguientes datos de la edificación: [20]

- Dirección.
- Nombre de la edificación.

- Sitio de referencia.
- Tipo de uso (principal).
- Fecha de evaluación.
- Año de construcción.
- Año de remodelación.
- Área construida.
- Número de pisos.

Debajo de este apartado, están los datos del profesional encargado de la evaluación, a su izquierda existe un espacio para realizar un esquema en planta y si es posible en elevación del edificio, en los que únicamente deberán constar su longitud y ancho en planta y en elevación la altura de entrepiso. Deberá ser lo más exacta para identificar posibles irregularidades que se presenten; mientras que en el costado derecho hay un lugar para su respectiva fotografía de la construcción. [20]

En cuanto a la identificación del sistema estructural FEMA 154 y la guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC 2015 presentan las tipologías que se consideran para cada formulario, como se especifican en las siguientes tablas.

Tabla 4: Tipos de construcción de 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 cuadrados por planta.
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5 000 pies cuadrados.
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: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook by Federal Emergency Management Agency, FEMA 154.

Tabla 5: Tipología del sistema estructural implementados para la evaluación

TIPOLOGÍA 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
Mixto acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero Laminado con muros	S4

				estructurales de hormigón armado	
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, NEC 2015.

Cada uno de los tipos de sistemas estructurales presentados tienen asignado una valoración denominada modificadores.

Los modificadores son los principales factores que influyen en el rendimiento de la estructura en análisis. Cada uno de ellos tiene un valor y se basa en el tipo de estructura. Existe la posibilidad que un modificador no aplique a un tipo de sistema estructural en específico, si fuera el caso se deberá asignar N/A (no aplicable). [20]

Tabla 6: Matriz de puntuación del formulario de recopilación de datos de Nivel 1 para alta sismicidad

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No sesabe (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, S _{min}	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 ≥ S _{min}																	

Fuente: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook by Federal Emergency Management Agency, FEMA 154.

Tabla 7: Modificadores

PUNTAJES BÁSICOS, 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 de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
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	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
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 2015.

Estos puntajes básicos y modificadores se determinaron por medio a de la probabilidad de colapso que tiene la edificación y posteriormente se convirtió a un puntaje final S, para eso se utilizó la metodología de HAZUS para estimar la probabilidad mencionada mediante una metodología de fragilidad al igual que la Norma Ecuatoriana de la Construcción puesto que el formato que presenta se basó en FEMA 154. [21]

La persona encargada de la evaluación deberá especificar mediante este factor el tipo de vulnerabilidad que tiene la edificación, es decir, si es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si S está en un intervalo entre 2 y 2.5 se considera una vulnerabilidad media y si es menor a 2 tiene una vulnerabilidad alta y

por ende requiere una evaluación más detallada, elaborada por un ingeniero experimentado en diseño y análisis estructural. [21]

Para una evaluación más detallada FEMA 154 nos presenta un formulario de evaluación nivel 2 de alta sismicidad que únicamente se deberá llevar a cabo por una persona con experiencia en análisis sísmico o diseño de edificios, ya que en este formulario se busca retratar el propósito detrás de los modificadores que se tomaron en el nivel 1 del examen visual. [19]

1.1.3.4 Análisis cuantitativo

La NEC-SE-RE recomienda que en la verificación del desempeño sísmico que se debe realizar para estructuras de ocupación especial y esenciales se emplee un análisis estático no lineal. [22]

1.1.3.4.1 Análisis Estático No Lineal

El análisis estático no lineal también conocido como *Pushover* ha tenido una gran aceptación para el modelamiento del comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos. [23]

Su objetivo es calcular los valores máximos de cualquier respuesta de la estructura a través de dos conceptos principales: capacidad y demanda. La capacidad es aquel atributo de la estructura que depende de variables, por ejemplo, la geometría de sus elementos, cantidad de refuerzo, propiedades de los materiales, mientras que la demanda se basa en un sismo específico, representado por un acelerograma o un espectro de diseño, y alude a las fuerzas y deformaciones exigidas por éste. [23]

Comparando la curva de capacidad con el espectro de la demanda sísmica para reconocer el mayor punto de desempeño o desplazamiento máximo, donde la capacidad y demanda se nivelan, permitiendo estimar la reacción máxima de la estructura, que servirá de referencia para compararla con el nivel de desempeño esperado. [17]

Esta comparación se la realiza a través de un procedimiento de linealización equivalente modificada del método espectro de capacidad (CSM) presentado por ATC-40. [24]

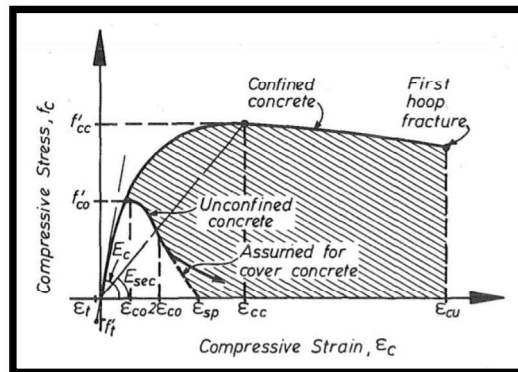
1.1.3.4.1.1 Modelos Constitutivos de los Materiales

a. Modelo de Comportamiento del Hormigón

Para un análisis estático inelástico es necesario conocer cómo actúan los materiales que intervienen en el proceso de construcción, por tal razón, el uso del modelo de Mander ha comprobado a través de varias investigaciones realizadas que un buen confinamiento del núcleo de hormigón es fundamental para que las columnas tengan un mejor comportamiento. Esto se obtiene principalmente por un esfuerzo transversal con un espacio parcialmente estrecho, con barras longitudinales distribuidas adecuadamente. [25]

En la siguiente figura se muestra el modelo, que consta de curvas de esfuerzo vs deformación para carga monótona de concreto confinado y no confinado, permitiendo observar la expansión tanto en la resistencia a la compresión como en la capacidad a la deformación del primero contrastándola con la curva del segundo mencionado. Cabe mencionar que dicho modelo se lo puede aplicar para cualquier forma geométrica de secciones y todos los niveles de confinamiento. [26]

Figura 1: Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para carga monótona de concreto confinado y no confinado

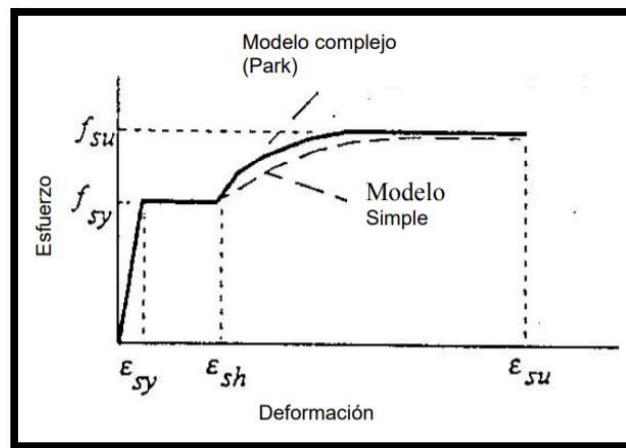


Fuente: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete by J.B. Mander, M. J. N Priestley and R. Park.

b. Modelo de Comportamiento del Acero

El acero a comparación del hormigón es un material más caro, por ello se busca una adecuada combinación con el fin de mejorar cada una de sus características individuales. En la siguiente figura se muestra el modelo de Park, en donde se puede observar a detalle los valores fundamentales de la curva esfuerzo-deformación del acero. [26]

Figura 2: Modelo de Park

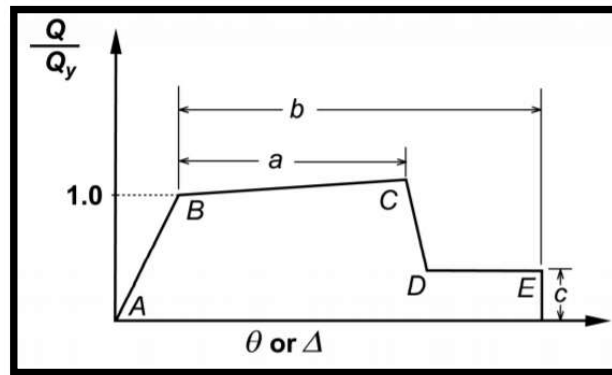


Fuente: Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura por P. Lindao y K. Morán.

1.1.3.4.1.2 Ductilidad en elementos de la Estructura

FEMA 356 presenta una relación generalizada entre fuerza y deformación de elementos para representar su modelado y los criterios de aceptación, como se muestra en la siguiente figura. [27]

Figura 3: Curva generalizada fuerza-deformación de elementos



Fuente: *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings by Federal Emergency Management Agency, FEMA 356.*

Como se puede observar una respuesta lineal se presenta del punto A al punto B, la pendiente que existe entre B y C representa el endurecimiento que tiene el elemento por deformación y consiste en un porcentaje representativamente pequeño de la pendiente elástica, las coordenadas del punto C representan la resistencia del elemento y la deformación en la que empieza a reducir significativamente la resistencia hasta el punto D, el último punto, es decir, el punto E representa la resistencia reducida. [27]

Existen procedimientos no lineales que se asocian a la Figura 3, estos pueden ser: flexión y tensión, en este caso la resistencia que existe en $Q/Q_y=1$ representa un valor de rendimiento y el endurecimiento de la tensión conforme se deforma. En el caso que se asocie con la compresión, la resistencia $Q/Q_y=1$ representa el valor en que el hormigón comienza a fisurarse y el endurecimiento debido a la deformación del acero longitudinal y el hormigón confinado. Y cuando se asocia con corte, la resistencia $Q/Q_y=1$ representa el valor límite de la resistencia de diseño al corte. [27]

ASCE 41-13 especifica parámetros para un modelamiento no lineal tanto para vigas como para columnas que se presentan en las siguientes figuras: [28]

Figura 4: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón reforzadas

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)		
		a	b	c		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_v d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{min}								
≤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.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere 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"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_h) 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: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings by American Society of Civil Engineers, ASCE 41-13.

Figura 5: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón 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)		
	a	b		Performance Level		
			IO	LS	CP	
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$					
≤ 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						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$	$\frac{V}{b_v d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$					
≤ 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						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_v s}$					
≤ 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.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer 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.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, 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 $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) 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.

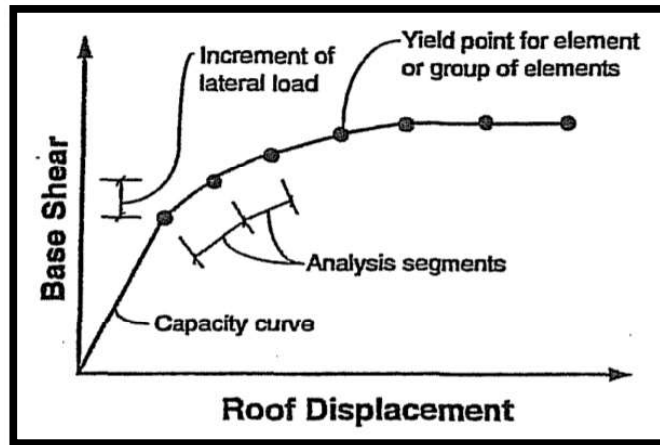
Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings by American Society of Civil Engineers, ASCE 41-13.

1.1.3.4.1.3 Capacidad

a. Curva de Capacidad

La curva de capacidad se aproxima a cómo actúan las estructuras después de superar su límite flexible o elástico (ATC 40), graficando las estimaciones más extremas de cortante basal y desplazamiento en el nivel más alto. La técnica para construirla consiste en aplicar cargas laterales monótonas, que se incrementan hasta el colapso de la estructura. [23]

Figura 6: Curva de capacidad



Fuente: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by Applied Technology Council, ATC 40.

Se la elabora con el fin de representar el primer modo de respuesta de la estructura, dependiendo de la presunción de que el modo principal de vibración es la reacción predominante de la construcción. Generalmente es admisible para edificaciones con periodos fundamentales de vibración de hasta alrededor de un segundo, ya que para estructuras más dúctiles con un periodo fundamental más notable que un segundo, el analista debe considerar la posibilidad de tratar con los modos más altos en la evaluación. [29]

b. Espectro de Capacidad

El espectro de capacidad corresponde a una conversión de las coordenadas de cortante basal vs desplazamiento del último piso de la curva de capacidad a coordenadas de aceleración espectral vs desplazamiento espectral (S_a vs S_d), como se puede ver en la Figura 7. Las ecuaciones necesarias para realizar la transformación son: [29]

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec 1}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}} \quad \text{Ec 2}$$

En donde:

V_i = Cortante basal en el punto i.

W = Carga reactiva de la estructura.

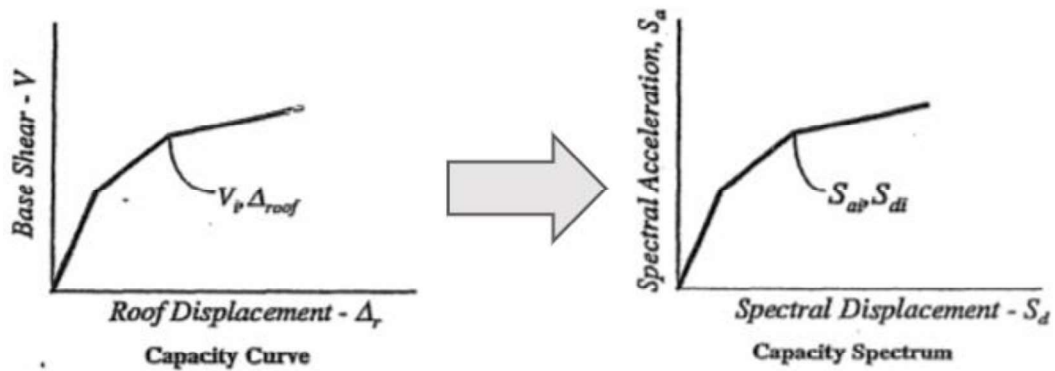
α_1 = Coeficiente de participación modal de la masa.

Δ_{roof} = Desplazamiento de la estructura.

PF = Factor de participación modal para el modo fundamental.

ϕ_{roof} = Amplitud a nivel del techo en el primer modo.

Figura 7: Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad



Fuente: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by Applied Technology Council, ATC*

40.

1.1.3.4.1.4 Demanda

En el presente proyecto se utilizará el espectro propuesto por la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-2015) y el espectro que se obtuvo a través de un estudio de microzonificación sísmica elaborado por la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

a. Niveles de Amenaza Sísmica según NEC 2015

Una verificación de desempeño se la realiza para los niveles de amenaza sísmica que se clasifican según los niveles de peligro y periodo medio de retorno como se muestra a continuación: [12]

Tabla 8: Niveles de amenaza sísmica

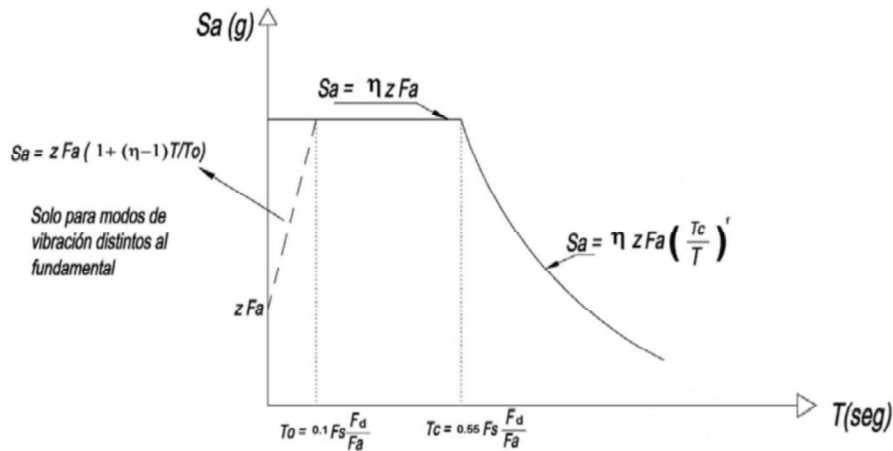
Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

b. Espectro de Respuesta según NEC 2015

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 es la norma que al día de hoy se encuentra vigente en nuestro país y nos presenta un espectro de respuesta elástico de aceleraciones, en función del factor de la zona sísmica, el tipo de suelo del sitio en el que se emplaza la edificación y valores de coeficientes de amplificaciones del suelo. Como se puede ver en la siguiente figura: [12]

Figura 8: Espectro elástico de diseño



Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

En donde:

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

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

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

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_o = Periodo de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

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

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

c. Espectro Determinista

El espectro determinista se lo determina en base a un estudio de microzonificación sísmica que se llevó a cabo en el sector de la Parroquia Celiano Monge por la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, obteniendo aceleraciones mayores a los que proporciona el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el rango entre 0.24 s a 0.4 s, ocasionando que las estructuras cuyo periodo de vibración tengan el infortunio de coincidir en este rango, presenten un aumento en sus derivas y fuerzas cortantes. [30]

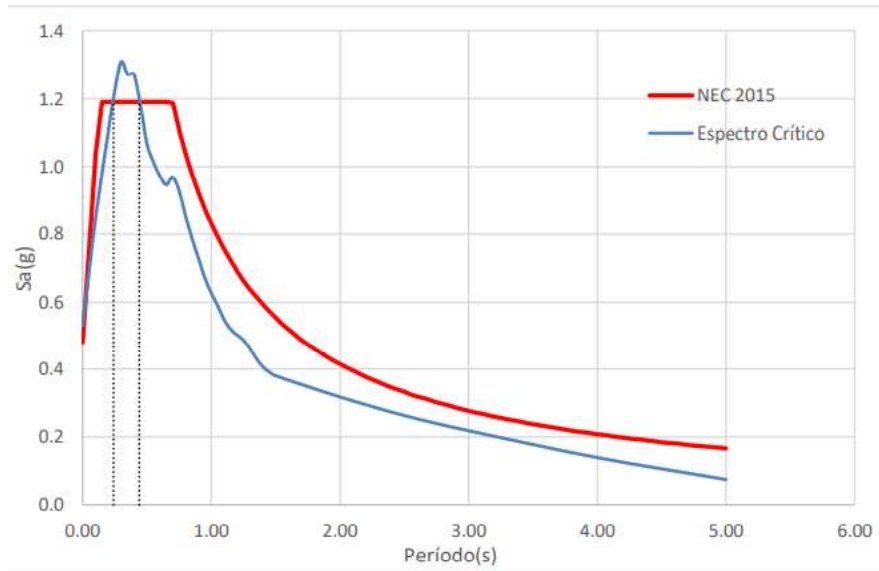
A continuación, se presenta una tabla con los datos que se obtuvo del estudio de microzonificación, así como también una figura con la comparación entre el espectro determinista y el espectro de la NEC-2015.

Tabla 9: Datos para el 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	0.6723
0.95	0.6275
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
1.40	0.4075
1.45	0.3919
1.50	0.3804
2.00	0.3179
2.50	0.2630
3.00	0.2183
4.00	0.1392
5.00	0.0744

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

Figura 9: Espectro determinista vs espectro NEC-2015



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

d. Conversión de la Curva de Demanda

Para la conversión de la curva de demanda se debe seleccionar un espectro del movimiento del suelo de importancia con un amortiguamiento inicial, que normalmente es del 5%, ya sea un espectro determinista explícito del sitio o uno probabilístico de peligro equivalente. [24]

Los espectros los encontramos normalmente en función de la aceleración vs periodo (S_a vs T), sin embargo, para convertirlo a un modelo de Espectros de Respuesta de Aceleración – Desplazamiento (ADRS, por sus siglas en inglés) como se muestra en la Figura 10, es necesario encontrar el valor de S_{di} para cada punto de la curva S_{ai} , T_i , por medio de la siguiente ecuación: [29]

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \quad \text{Ec 3}$$

En donde:

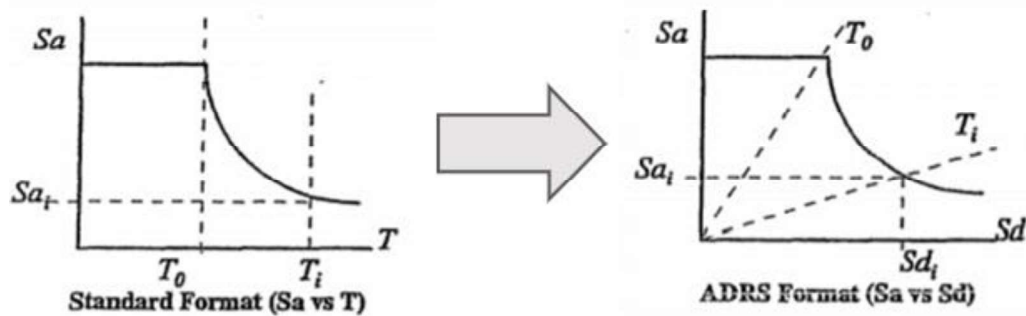
S_{di} = Desplazamiento espectral en el punto i .

T_i = Periodo en el punto i .

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

g = Aceleración de la gravedad.

Figura 10: Transformación del espectro estándar a ADRS



Fuente: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by Applied Technology Council, ATC 40.*

1.1.3.4.1.5 Desempeño

El diseño basado en el desempeño sísmico comprende en la determinación de esquemas de evaluación adecuadas que permita dimensionar y desglosar los elementos estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento predefinido y con diversos grados de confiabilidad no debe ser dañado más allá de ciertos de estados de ruptura o límites. [17]

a. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño representan una condición de daño restrictivo. El estado restrictivo está representado por el daño físico a la estructura, el peligro para la seguridad de los habitantes de la estructura causado por el daño y la funcionalidad de la estructura después del terremoto. [29]

Tanto ATC 40 como FEMA 356 mencionan que los niveles de desempeño tanto para la estructura como para los elementos no estructurales por separado, al combinarlos guían a la especificación de los niveles de desempeño de la estructura. [29][27]

i. Niveles de desempeño estructural

Ocupación inmediata, SP-1: los daños son muy limitados dado que el sistema puede resistir cargas laterales y verticales, permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes del evento sísmico. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

Daño controlado, SP-2: corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.

Seguridad, SP-3: los daños después del sismo no agotan completamente los márgenes de seguridad que existen frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

Seguridad limitada, SP-4: corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para garantizar el nivel de seguridad.

Estabilidad estructural, SP-5: corresponde al estado de daño límite después de un evento sísmico en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

No considerado, SP-6: no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieren evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.
[29]

ii. Niveles de desempeño no estructural

Operacional, NP-A: los elementos no estructurales, maquinarias y sistema de la estructura continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

Ocupación inmediata, NP-B: pese que los elementos 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.

Seguridad, NP-C: pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden

verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos ser separados o reemplazados.

Amenaza reducida, NP-D: se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que ocasionen heridas a grupos de personas.

No considerado, NP-E: no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones. [29]

iii. Niveles de desempeño del edificio

Operacional, I-A: corresponde a un nivel en el cual no ocurren daños. La edificación permanece completamente segura y no se requieren reparaciones.

Ocupación inmediata, I-B: corresponde a daños moderados en elementos no estructurales y daño leve en elementos estructurales. No se compromete la seguridad de la estructura la que puede ser ocupada inmediatamente después del sismo. Reparaciones menores.

Seguridad de vida, 3-C: corresponde a daños graves en elementos no estructurales y moderado en elementos estructurales. La resistencia y rigidez lateral se ve reducida en gran porcentaje. La estructura puede o no ser reparable, pero se garantiza la vida de los ocupantes.

Estabilidad estructural, 5-E: la estructura está muy cercana a colapsar, apenas soporta carga gravitacional. Los servicios de evaluación están interrumpidos por falla local. No es reparable. [29]

Figura 11: Niveles de desempeño del 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

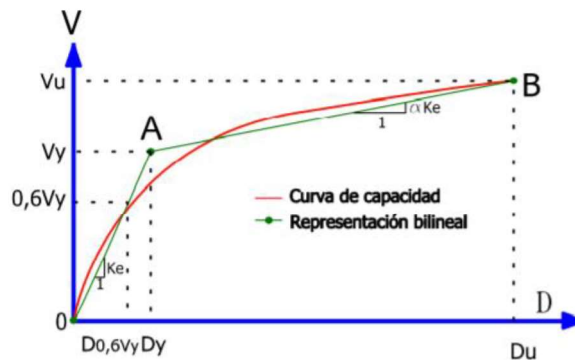
NR: combinación No Recomendada

Fuente: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by Applied Technology Council, ATC 40.

b. Representación bilineal del espectro de capacidad

El espectro de capacidad puede ser representado en un formato bilineal con el fin de valorar el amortiguamiento efectivo y la reducción del espectro de demanda, a través del concepto de áreas equivalentes. Esta representación consiste en una línea recta desde el origen con pendiente semejante a la rigidez inicial de la estructura, posteriormente se dibuja otra línea recta partiendo de un punto (V_u, D_u) que se interseca con la primera línea, este punto de intersección representa la aceleración y desplazamiento de fluencia (V_y, D_y) . Las áreas que se observan entre la representación bilineal y el espectro de capacidad son casi iguales. [29]

Figura 12: Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by Applied Technology Council, ATC 40.

Mediante la representación bilineal se puede obtener la rigidez post-elástica (α) y la ductilidad (μ), que nos ayudará para la determinación del amortiguamiento efectivo y periodo efectivo. Por medio de las siguientes ecuaciones: [19]

$$\alpha = \frac{\frac{V_u - V_y}{d_u - d_y}}{\frac{V_y}{d_y}} \quad \text{Ec 4}$$

$$\mu = \frac{D_u}{D_y} \quad \text{Ec 5}$$

El principio de áreas iguales se describe en los siguientes pasos: [31]

1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 12.
2. Cálculo del área bajo la curva de la capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de fluencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso “i” del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial 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 igual a $0.60 V_y^i$. Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.6 V_y^i$.
 - La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

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

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia D_y^i , el cual se define como:

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

El punto A de la Figura 12, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i .

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, AB. Como se indica en la Figura 12.
7. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$
8. Se determina el error ε en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad \text{Ec 8}$$

Si el error “ ε ” excede el nivel de la tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, en el cual se calcula un nuevo valor de cortante basal de fluencia:

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

Posterior a esto, se repiten los pasos del 4 al 7 con el nuevo valor de V_y^{i+1} .

c. Linealización Equivalente

Se utiliza como parte de una metodología estática no lineal que modela la reacción no lineal de una estructura con un oscilador SDOF, su objetivo es medir la mayor reacción de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema lineal equivalente, utilizando un período efectivo, T_{eff} , y una amortiguación efectiva, β_{eff} . Los parámetros lineales efectivos son elementos de las cualidades de la curva de capacidad, el período inicial y amortiguaciones correspondientes, además de la demanda de ductilidad, μ . Cabe mencionar que este procedimiento no tiene tanta confiabilidad para ductilidades muy altas, es decir, más de 10 a 12. [24]

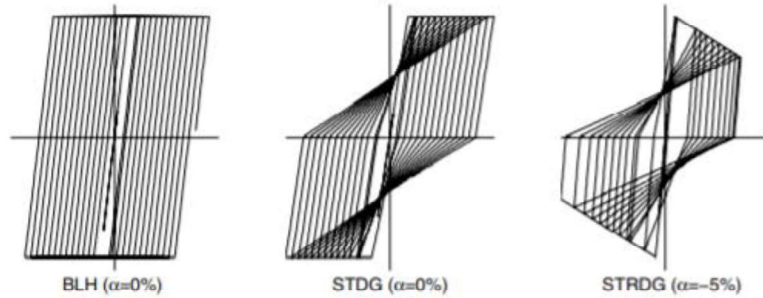
i. Parámetros Básicos de Linealización Equivalente

También denominados parámetros lineales equivalentes óptimos, se establecen por medio de un análisis estadístico que reduce de forma severa los errores entre la respuesta máxima de un valor real del sistema inelástico y su contraparte lineal

equivalente, en donde el valor del error es la media de la diferencia absoluta entre los desplazamientos. [24]

Para identificar el comportamiento inelástico, FEMA 440 proporciona tres tipos de comportamiento histerético estudiados que ayudan con la determinación del tipo de degradación, que al mismo tiempo permiten conocer los coeficientes para el cálculo del amortiguamiento y periodo efectivo, así tenemos: el comportamiento histerético bilineal (BLH), degradante de la rigidez (STDG) y degradante de la fuerza (STRDG), como se muestra en la siguiente figura: [24]

Figura 13: Tipos de comportamientos inelásticos



Fuente: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures by Federal Emergency Management Agency, FEMA 440.*

- **Amortiguamiento Efectivo (β_{eff})**

Los valores de amortiguamiento viscoso efectivo se denotan en porcentaje del amortiguamiento crítico para todos los modelos histeréticos y valores alfa, como se muestra a continuación: [24]

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

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

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

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

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)^2]} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o \quad \text{Ec 12}$$

En donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo.

A, B, C, D, E, F = Coeficientes para uso en las ecuaciones de amortiguamiento efectivo.

(Tabla 10)

β_o = Amortiguamiento inicial.

T_{eff} = Periodo efectivo.

T_o = Periodo inicial.

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para la amortiguación efectiva se plantean en la Tabla 10. Se debe tener en cuenta que están en función de las características de la curva de capacidad en términos de tipo histerético básico y rigidez post-elástica, α . [24]

Tabla 10: Coeficientes para usar en ecuaciones para una amortiguación efectiva

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: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures by Federal Emergency Management Agency, FEMA 440.*

Los coeficientes que se mostraron anteriormente, han sido optimizados para adaptarse a resultados empíricos de los modelos idealizados con comportamiento histerético definido como: elástico perfectamente plástico (EPP), degradación de rigidez (SD) y degradación de resistencia y rigidez (SSD). [24]

Los edificios reales conformados por combinaciones de varios componentes los cuales pueden tener cualidades diferentes de resistencia y rigidez, escasamente mostraran comportamientos histeréticos que coincidan con los osciladores, por tal razón y en caso de duda, se deberá utilizar las ecuaciones optimizadas más generales que se muestran a continuación: [24]

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

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

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

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

Para $\mu > 6.5$:

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

- **Periodo Efectivo (Teff)**

Los valores del periodo efectivo para todos los tipos de modelos histeréticos y valores alfa se representan de la siguiente forma: [24]

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

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

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

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

Para $\mu > 6.5$:

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

En donde:

G, H, I, J, K, L = Coeficientes para uso en las ecuaciones del periodo efectivo. (Tabla 11)

Los valores de los coeficientes en las ecuaciones para el periodo efectivo se plantean en la Tabla 11. Se debe tener en cuenta que están en función de las características del espectro de capacidad en términos de tipo histerético básico y rigidez post-elástica, α . [24]

Tabla 11: Coeficientes para usar en ecuaciones para el periodo efectivo

Model	$\alpha(\%)$	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: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures by Federal Emergency Management Agency, FEMA 440.*

Al igual que en la amortiguación efectiva, en caso de existir alguna duda, se deberá utilizar las siguientes ecuaciones para el periodo efectivo que se han optimizado para aplicarlos a cualquier espectro de capacidad, independientemente del modelo histerético. [24]

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_o \quad \text{Ec 19}$$

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

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

Para $\mu > 6.5$:

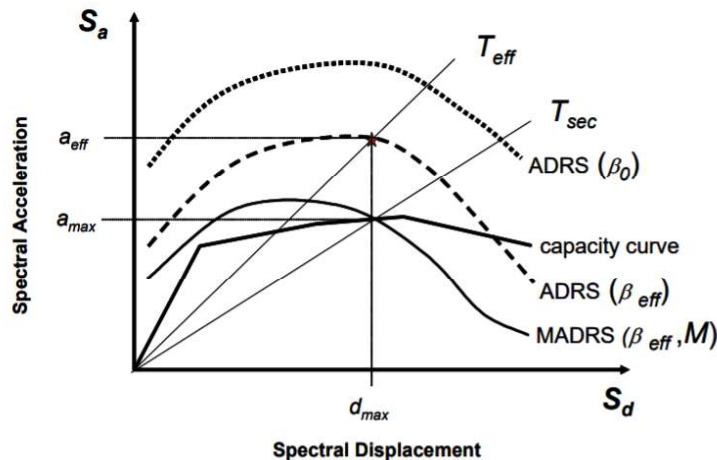
$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o \quad \text{Ec 21}$$

Se debe tener en cuenta que estas expresiones se usan únicamente cuando T_o tiene un valor de 0.2 a 2.0 s. [24]

- **Modificación del Espectro de Respuesta de ADRS a MDRS**

ATC-40 en su método convencional de espectro de capacidad, utiliza el periodo secante como el periodo lineal efectivo para determinar el desplazamiento máximo. Este último ocurre entre la intersección de la curva de capacidad para la edificación con la curva de demanda para el amortiguamiento efectivo en formato ADRS. [24]

Figura 14: Espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) usado con el periodo secante, T_{sec} .



Fuente: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures by Federal Emergency Management Agency, FEMA 440.*

El uso de las ecuaciones de periodo y amortiguamiento efectivo mencionadas anteriormente, genera un desplazamiento máximo que concuerda con la intersección de la línea radial del periodo efectivo y la demanda para el amortiguamiento efectivo

en ADRS como se muestra en la Figura 14. El periodo efectivo (T_{eff}), por lo general es más corto que el periodo 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, porque la aceleración máxima real (a_{max}) debe estar en la curva de capacidad y concordar con el desplazamiento máximo (δ_{max}). Al multiplicar las ordenadas de la demanda para el amortiguamiento efectivo en ADRS (β_{eff}) por el factor de modificación, se obtiene la curva de demanda ADRS modificada (MADRS), que ahora se puede intersecar la curva de capacidad en el punto de desempeño. Debido a que los valores de aceleración se encuentran relacionados directamente con los periodos correspondientes, el factor de modificación se puede calcular de la siguiente manera: [24]

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad \text{Ec 22}$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 * \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 \quad \text{Ec 23}$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad \text{Ec 24}$$

En donde:

M = Factor de modificación.

a_{max} = Aceleración máxima.

a_{eff} = Aceleración efectiva.

T_{sec} = Periodo secante.

T_o = Periodo inicial.

α = Rigidez post-elástica.

ii. Reducción Espectral para la Amortiguación Efectiva

Los procedimientos de linealización equivalentes puestos en práctica por lo general requieren de factores de reducción espectral para que un espectro de respuesta se pueda

ajustar al nivel apropiado de amortiguación efectiva. Dichos factores son una función del amortiguamiento efectivo que se denominan coeficientes de amortiguamiento, B (β_{eff}) y se los ajusta de la siguiente manera: [24]

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_o}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ec 25}$$

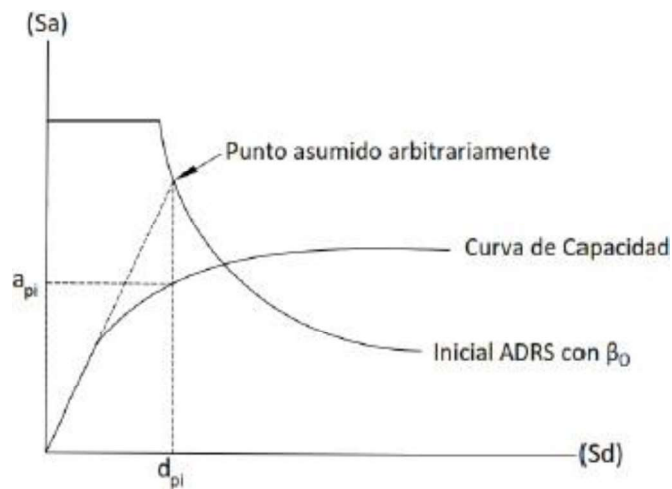
$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\text{en } \%)} \quad \text{Ec 26}$$

iii. Punto de Desempeño

Se basa en una verificación de desempeño que consiste en comprobar que, tanto los elementos estructurales como no estructurales no hayan sufrido daño alguno sobrepasando los límites aceptables del objetivo de desempeño. [29]

Para ello se utiliza se superpone el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica, obteniendo un punto de desempeño (d_{pi} , a_{pi}) en el que se intersecan las curvas. cómo se puede muestra en la siguiente figura: [29]

Figura 15: Punto de desempeño



Fuente: *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by Applied Technology Council, ATC*

1.1.3.5 Reforzamiento estructural

El propósito de un reforzamiento estructural es que las estructuras tengan una adecuada seguridad para sus ocupantes y para el entorno que lo rodea, cumpliendo con los requisitos de diseño.[32]

Sin embargo, esto no sucede siempre puesto que en nuestro país la construcción empírica se puede observar en casi todas las construcciones civiles, ya sea por un deficiente manejo de los materiales o por un criterio de construcción no apto.

Por ende, existen dos tipos de control que se toma en cuenta dentro de lo que es el reforzamiento estructural aplicadas a edificaciones.[32]

a) Medidas preventivas

Este tipo de reforzamiento se aplica para anticipar la existencia de fallas en las estructuras ya sea por algún cambio de ocupación, incremento de cargas no especificadas con anterioridad o por los requisitos de nuevos códigos de construcción.[32]

b) Medidas correctivas

Una vez que se haya producido un sismo o cualquier desastre natural o provocado por el hombre, se utiliza este tipo de medidas ya que se basan en reparar y devolver a sus condiciones para las que fueron diseñados los elementos estructurales con el fin de recuperar la capacidad de la estructura.[32]

En una estructura previamente construida, es posible que al analizarla se pueda observar que algunos de los elementos estructurales no cumplan con los requisitos mínimos de la norma de construcción vigente, pero esto no quiere decir que todos los elementos no cumplen, por ende, existen varias técnicas de reforzamiento local, entre las cuales tenemos: el encamisado de vigas y columnas por medio de placas de acero o con un recrecido de hormigón armado, reforzamiento con muros estructurales, arriostramientos con cruces de San Andrés y reforzamiento con fibras de carbono. Para

este tipo de reforzamiento se debe tener cuidado que el nuevo material planteado trabaje conjuntamente con los elementos existentes puesto que, si no se cumple no sería de gran utilidad y simplemente afectarían a la estructura al ser una carga adicional.[32]

Refuerzo mediante recrecido de hormigón armado

Esta técnica de refuerzo consiste en aumentar la sección transversal al envolverlos con una sección adicional de hormigón armado, la principal ventaja es que tiene gran compatibilidad con el material original y el de refuerzo porque se produce una superficie amplia de contacto entre ambos elementos permitiendo que los esfuerzos se transfieran correctamente, adicionalmente se incorpora una mayor cuantía de acero.[32]

Las desventajas de esta estrategia se centran en la construcción ya que sería compleja su elaboración por lo que se aumentaría su costo y a la vez el aumento de rigidez puede cambiar la distribución de esfuerzos de la estructura.[32]

A continuación, se presenta una columna con esta técnica.

Figura 16: Reforzamiento de columnas mediante recrecido de hormigón armado



Fuente: Epachon.wordpress.com, 2014.

Refuerzo por medio de encamisado de perfiles metálicos

Esta técnica se basa en unir ya sea uno o diversos perfiles metálicos al elemento original, transformándolo en un elemento mixto. Este sistema es muy utilizado por su eficacia estructural puesto que concede un incremento considerable de la rigidez y resistencia al elemento original. A diferencia del recrecido de hormigón armado este método es más fácil constructivamente hablando por lo que su costo sería menor.[32]

Sin embargo, al ser materiales completamente diferentes se presentaría dificultades por su compatibilidad provocando una reducción de su eficacia, adicionalmente por motivos de adherencia y rozamiento entre los elementos que es insuficiente se necesitaría anclajes mecánicos o una resina epóxica, pero esta última es vulnerable al fuego.[32]

A continuación, se presenta una figura con el reforzamiento de vigas y columnas a través de perfiles metálicos.

Figura 17: Reforzamiento por medio de encamisado de perfiles metálicos en vigas



Fuente: Epachon.wordpress.com, 2014.

Figura 18: Reforzamiento por medio de encamisado de perfiles metálicos en columnas



Fuente: Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la ciudad de México, 2019.

Refuerzo por muros de corte

Son elementos estructurales de hormigón armado desarrollados longitudinalmente en la altura total de la estructura, soportan gran porcentaje de las cargas laterales ocasionadas por los movimientos sísmicos, además de la carga de su propio peso y la estructura. Sin embargo, se debe tener cuidado y considerar ubicarlos en estructuras que tengan una configuración simétrica para evitar que el centro de rigidez sea desplazado con respecto al centro de masa con el fin de prevenir que en los primeros modos de vibración exista torsión en planta.[33]

Figura 19: Reforzamiento con Muros de Corte



Fuente: Conferencia de diseño estructural de muros de concreto armado en Perú, ASOCEM 2018.

Arriostramiento con cruces de San Andrés

Se basa en diagonales que forman una cruz también denominadas contravientos, pueden ser una solución eficaz ante las sollicitaciones provocadas por eventos sísmicos ya que las cargas laterales que se producen generan fuerzas axiales que fácilmente pueden ser resistidas por las diagonales debido a su configuración, así como rigidizar la estructura y controlar las derivas de piso.[33]

Figura 20: Arriostramiento con cruces de San Andrés, Hotel Arts en Barcelona



Fuente: Internet.

Refuerzo con fibra de carbono

Es un material heterogéneo establecido por polímeros y asociado con una fibra de refuerzo de carbono, brinda mayor resistencia a los impactos, al fuego, tiene un mejor aislamiento térmico, es 10 veces más resistente que el acero y poco vulnerable a ataques externos, por ende, es más costoso. El uso de este material en vigas puede restaurar la capacidad a la tensión en caso que el acero este muy deteriorado, así como reconstruir o aumentar el confinamiento y en columnas por medio de un encamisado con fibra de carbono puede recuperar su capacidad para resistir esfuerzos a tensión cuando el acero ha dejado de desempeñar su función.[34]

Figura 21: Reforzamiento con fibra de carbono



Fuente: ConstruAprende, 2014.

1.1.4 Hipótesis

El desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial (bloque 2) puede ser inadecuado y requerir de un reforzamiento estructural.

1.2 Objetivos:

1.2.1 Objetivo General

Determinar el análisis estructural del desempeño sísmico mediante la medición de vibraciones con la finalidad de obtener información del estado actual de la estructura y plantear un refuerzo sísmo resistente si lo requiere.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar un análisis cualitativo mediante inspección rápida y visual de la estructura con el fin de obtener información detallada del edificio mediante la utilización de la metodología FEMA 154 y la metodología de la NEC 2015.
- Realizar un análisis cuantitativo mediante un análisis estático no lineal (Pushover) en función a las vibraciones de la estructura.
- Plantear mediante los resultados obtenidos un reforzamiento estructural dinámico si es necesario.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1 Materiales y Equipos

- Flexómetro
- Cinta métrica
- Cámara fotográfica
- Esclerómetro
- Trípode
- Polea
- Cabo de manila
- Motor
- Tuberías de 2"
- Cuchara partida
- Martillo
- Tubo guía
- Llaves de presión
- Acoples
- Brocha
- Calibrador pie de rey
- Muestra de suelo
- Fundas plásticas
- Guantes
- Gasolina
- WD-40
- Recipientes metálicos
- Balanza electrónica
- Horno
- Tamices de malla redonda: N°10, N°40, N°100, N°200
- Fuente y tapa redonda
- Tamizadora
- Recipiente de porcelana
- Espátula
- Vidrio
- Copa de Casagrande
- Ranurador
- Picnómetro de 500 cm³
- Pipeta
- Embudo
- Termómetro
- Equipo de oficina: computadora, impresora.
- Materiales de oficina: hojas de papel, calculadora, esferos, etc.
- Software para la modelación estructural (ETABS v16.2.1)

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de Recolección de Datos

La metodología que se describirá a continuación ayudará a cumplir los objetivos que se plantearon en el presente proyecto.

- Recopilación de planos arquitectónicos del edificio del bloque 2 de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial.
- Verificación de la geometría de la estructura y sus elementos estructurales de acuerdo a los planos arquitectónicos.
- Completar los formularios de inspección visual rápida de FEMA 154 Y NEC 2015.
- Determinar la cuantificación de cargas gravitacionales de acuerdo a los planos arquitectónicos.
- Determinar la cuantificación de las cargas sísmicas existentes para el diseño, conforme a los niveles de desempeño que presenta la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS 2015.
- Realizar un análisis lineal y no lineal de la estructura a través de una modelación tridimensional en el Software ETABS v16 2.1.

2.2.2 Plan de Procesamiento y Análisis de Información

- Identificar visualmente las propiedades de la estructura de estudio.
- Determinar la resistencia a la compresión del hormigón mediante un esclerómetro in situ.
- Estimar la cuantía de acero de los elementos estructurales basándose en la cuantía mínima de cada sección.
- Determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura mediante un examen visual rápido (análisis cualitativo) propuesto por FEMA 154 y NEC 2015.
- Realizar un análisis estructural basado en los límites de estabilización propuestos por la NEC 2015 para la estructura.
- Determinar la curva de capacidad y espectro de capacidad de la estructura por medio de un análisis estático no lineal utilizando el Software ETABS v16.2.1.
- Proponer un reforzamiento estructural si la estructura lo requiere.

2.2.3 Recolección de Datos

2.2.3.1 Planos de la Edificación

- Planos Arquitectónicos

Figura 22: Plano arquitectónico planta baja



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato.

Figura 23: Plano arquitectónico segundo piso



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato.

Figura 24: Plano arquitectónico tercer piso



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato.

Figura 25: Plano arquitectónico cuarto piso

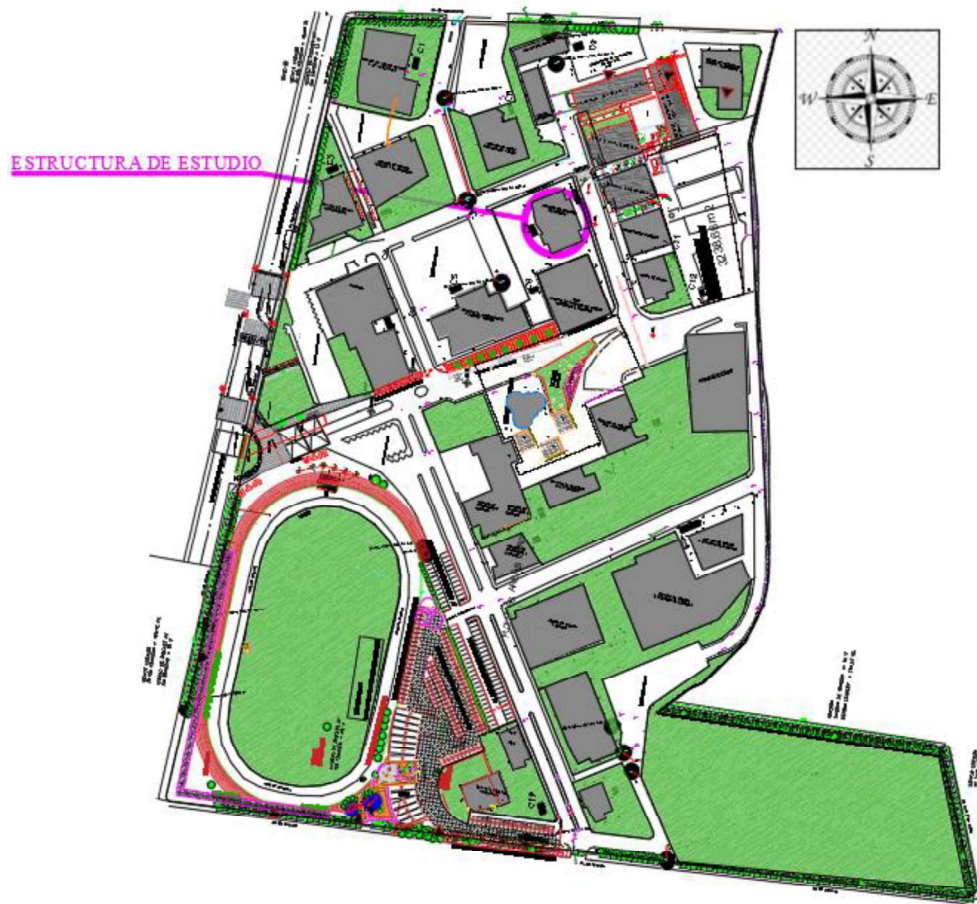


Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato.

2.2.3.2 Ubicación

El presente proyecto se encuentra ubicado en la Sector Huachi Grande, en la Ciudad de Ambato, Provincia de Tungurahua.

Figura 26: Ubicación de la Estructura



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato.

2.2.3.3 Características de la estructura

La estructura se compone de 4 pisos con una altura de 9.54m, se encuentra construida con una inclinación lo que produce un desnivel de -1.62m en la mitad de la edificación aproximadamente.

Cuenta con un sistema estructural dúctil de pórtico especial sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas.

La edificación al ser considerada como centro de educación, tiene un coeficiente de importancia de 1.3 por ser una estructura de ocupación especial de acuerdo con la NEC-SE-DS-2015.

2.2.3.4 Materiales

a. Resistencia a la compresión del hormigón

Debido a la carencia de planos estructurales del bloque 2 de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial se asume una resistencia a la compresión del hormigón igual a $f'_c=240 \text{ Kg/cm}^2$.

El módulo de elasticidad será determinado por la siguiente ecuación por estar ubicado en la ciudad de Ambato:

$$E = 13100\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec 27}$$

En donde:

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón.

b. Resistencia a la fluencia del acero

De igual forma se asume un esfuerzo de fluencia del acero longitudinal igual a $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

2.2.3.5 Resistencia a la compresión del hormigón

La resistencia de un elemento de hormigón se obtiene a partir del número de rebotes del esclerómetro en concreto endurecido, tomando ciertos criterios en situ. Los componentes a ensayar deben tener por lo menos 10 cm de grosor, el área de ensayo debe estar seca y ser lo más lisa posible, la distancia entre dos puntos de ensayo debe ser de 2.5 cm con el equipo ubicado en un ángulo de 90 grados, deberá realizar 10 repeticiones por cada zona de ensayo.[35]

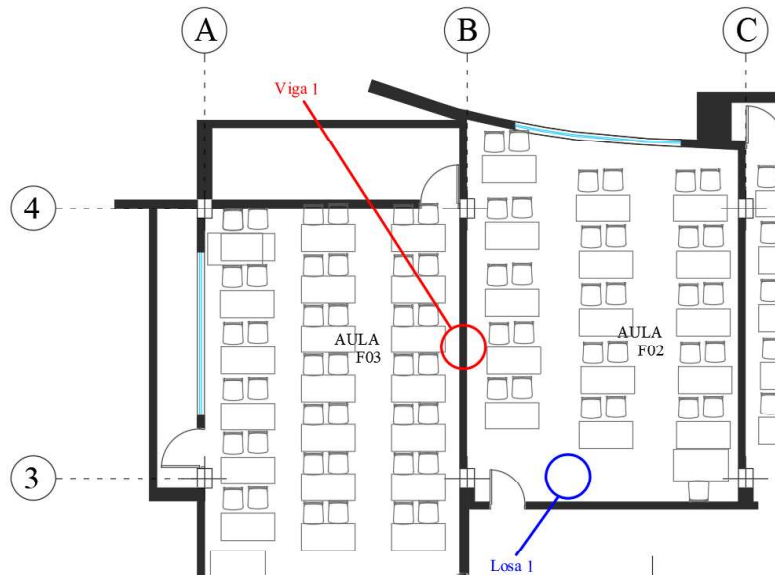
Figura 27: Ensayo con el martillo esclerométrico



Fuente: Romel Gallardo.

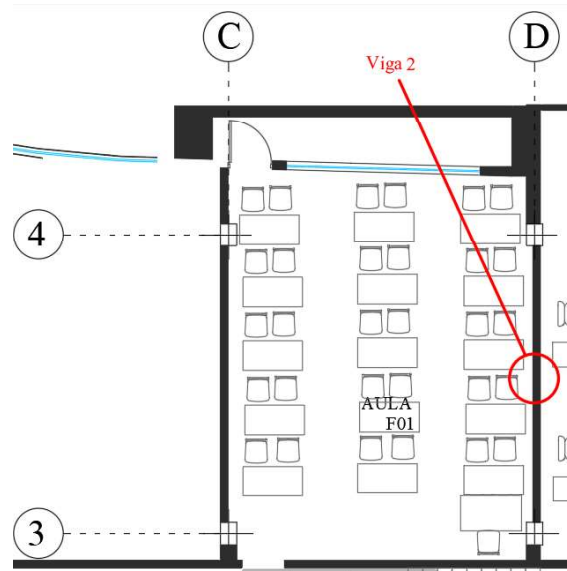
En las siguientes figuras se presentan las ubicaciones de los elementos estructurales en donde se realizó los ensayos con el martillo esclerométrico.

Figura 28: Ensayo esclerométrico de la losa y viga eje B, N+3.06



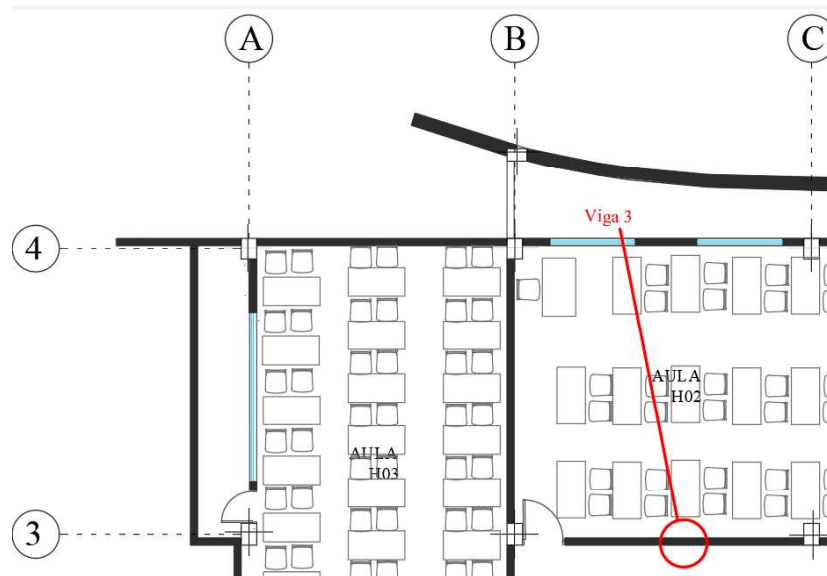
Fuente: Romel Gallardo.

Figura 29: Ensayo esclerométrico de la viga eje D, N+3.06



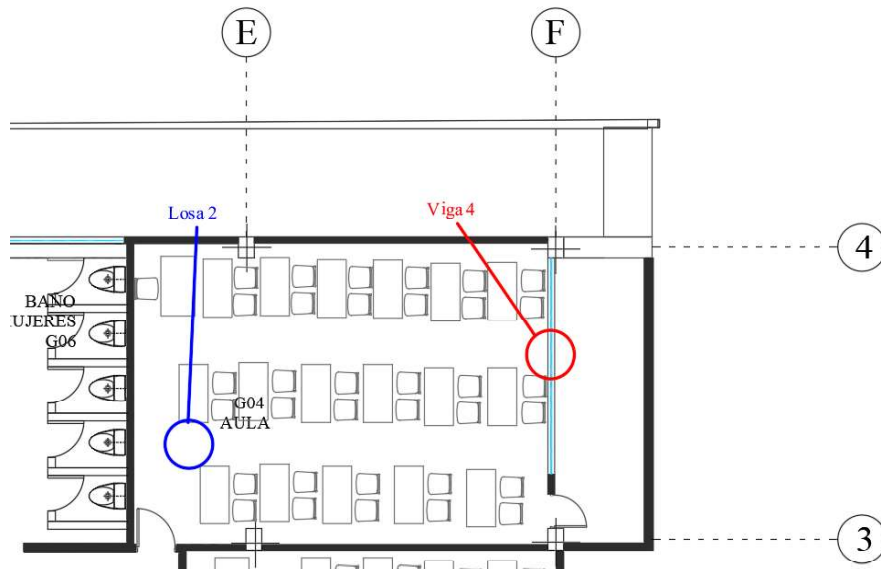
Fuente: Romel Gallardo.

Figura 30: Ensayo esclerométrico de la viga eje 3, N+6.30



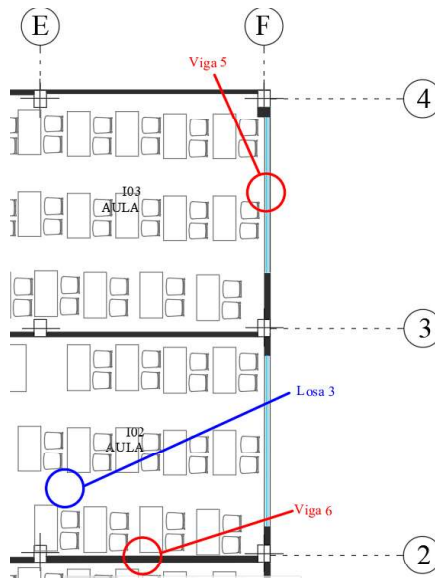
Fuente: Romel Gallardo.

Figura 31: Ensayo esclerométrico de la losa y viga eje F, N+4.68



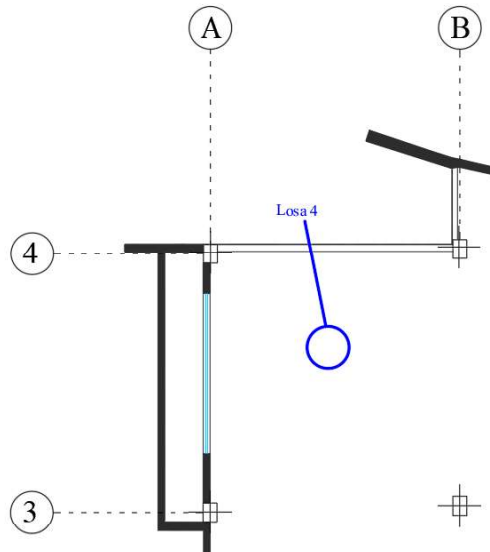
Fuente: Romel Gallardo.

Figura 32: Ensayo esclerométrico de la losa y vigas eje F y 2, N+7.92



Fuente: Romel Gallardo.

Figura 33: Ensayo esclerométrico de la losa, N+12.78



Fuente: Romel Gallardo.

Los datos se toman validos cuando el máximo valor y el mínimo valor no sobrepasa en 6 unidades a la media, que es un promedio de los 10 datos, caso contrario se debe desechar los datos tomados y realizar nuevamente el ensayo. En las siguientes tablas se presenta los datos que se obtuvieron de los elementos estructurales analizados.[35]

Tabla 12: Ensayo esclerométrico en vigas

VIGAS						
ÍNDICE DE REBOTE Q						
Nº	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5	Viga 6
1	37	41.5	42.5	39	40	42.5
2	41.5	40.5	39.5	40	39.5	41.5
3	40	40	38	41.5	42.5	42.5
4	41.5	38.5	42	38.5	43	37.5
5	40.5	41.5	41	37.5	40	40.5
6	37.5	38.5	36	36.5	39	39
7	39.5	40	35.5	36	42.5	42.5
8	38.5	41.5	44	40	40.5	41
9	40	42.5	38.5	42.5	43.5	41.5
10	39.5	38	38	35.5	39.5	42.5
MEDIA Q	39.55	40.25	39.50	38.70	41.00	41.10
RESISTENCIA (Kg/cm²)	260	265	260	255	270	270

Fuente: Romel Gallardo.

Tabla 13: Ensayo esclerométrico en losas

LOSAS				
ÍNDICE DE REBOTE Q				
Nº	Losa 1	Losa 2	Losa 3	Losa 4
1	40	29	30	36
2	35	32	27.5	35
3	33.5	30	28	34.5
4	34.5	32	34.5	29.5
5	34	32.5	28.5	25.5
6	34.5	33.5	25.5	32.5
7	36	28	31	30
8	32	26.5	28	28.5
9	40	30	29.5	32.5
10	34	32	26.5	28.5
MEDIA Q	35.35	30.55	28.90	31.25
RESISTENCIA (Kg/cm²)	233	201	190	206

Fuente: Romel Gallardo.

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \quad \text{Ec 28}$$

$$Media Q = \frac{37 + 41.5 + 40 + 41.5 + 40.5 + 37.5 + 39.5 + 38.5 + 40 + 39.5}{10}$$

$$Media Q = 39.55$$

$$+e = Q_{max} - Media Q \quad \text{Ec 29}$$

$$e = 41.5 - 39.55$$

$$e = 1.95$$

$$-e = Q_{min} - Media Q \quad \text{Ec 30}$$

$$-e = 37 - 39.55$$

$$-e = 2.55$$

Como se observa, tanto el error con el valor máximo como con el valor mínimo no sobrepasan en 6 unidades al valor de la media por ende la muestra es aceptable.

En la siguiente tabla se presentan los puntos ensayados con sus respectivas resistencias a la compresión que se obtuvieron de la estructura.

Tabla 14: Tabla resumen de la resistencia a la compresión obtenida de la estructura

Nº PUNTO	f'c (Kg/cm ²)
1	260
2	265
3	260
4	255
5	270
6	270
7	233
8	201
9	190
10	206

Fuente: Romel Gallardo.

Para obtener el valor de la resistencia que se utilizará en la modelación de la estructura se calculará a través de la media aritmética (\bar{x}), ya que es el sistema probabilístico más utilizado para la toma de muestras por ser muy estable, fácil de entender y es perceptible a cualquier cambio en los datos obtenidos.[36]

La media aritmética se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n} \quad \text{Ec 31}$$
$$\bar{x} = \frac{260 + 265 + 260 + 255 + 270 + 270 + 233 + 201 + 190 + 206}{10}$$
$$\bar{x} = 241 \text{ Kg/cm}^2$$

Obteniendo como resultado una resistencia a la compresión de 241 Kg/cm², por ende, se utilizará una resistencia a la compresión de 240 Kg/cm² en la modelación del edificio, esto debido a que no se obtuvieron los planos estructurales para comprobar la resistencia y al ser una estructura antigua a la norma vigente de construcción del país (NEC-2015) no se garantiza una adecuada manipulación de la mezcla de hormigón.

2.2.3.6 Acero de refuerzo de elementos estructurales

Debido a que el equipo de la facultad para determinar la cantidad de acero que existe en los elementos estructurales se encuentra defectuoso se ha optado por estimar su

cantidad mediante las cuantías mínimas de acero y el recubrimiento mínimo tanto para vigas como para columnas, como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 15: Refuerzo de vigas

Nombre del Elemento	Gráfico	Acero Inicial (i) (cm ²)	Acero Final (j) (cm ²)	Recubrimiento (cm)
VIGA 1		Superior		2.50
		12.06	12.06	
		Inferior		
		6.03	6.03	

Fuente: Romel Gallardo.

Tabla 16: Refuerzo de columnas

Nombre del Elemento	Gráfico	Acero Longitudinal	Acero Transversal	Recubrimiento (cm)
COLUMNA 1		12 Ø 16 mm	4 ramales Ø 10 mm	2.50

Fuente: Romel Gallardo.

Para el acero de corte, la NEC-SE-HM-2015 establece los siguientes espaciamientos mínimos que se deben tomar en cuenta tanto para la zona de confinamiento como para la zona central de los elementos estructurales, de acuerdo a la sección del elemento y al acero longitudinal utilizado [37], como se muestra a continuación:

- **Viga:**

Zona Confinada

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{35.7}{4} = 8.93 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm} \\ 6\phi_{long} = 6 * 1.6 = 9.6 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

1EØ10@9cm

Zona Central

$$s_{m\acute{a}x} \leq \left\{ \frac{d}{2} = \frac{35.7}{2} = 17.85 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm} \right.$$

1EØ10@18cm

- **Columna:**

Zona Confinada

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ 6\phi_{long} = 6 * 1.6 = 9.6 \text{ cm} \approx 9.5 \text{ cm} \end{cases}$$

1EØ10@9.5cm

Zona Central

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 6\phi_{long} = 6 * 1.6 = 9.6 \text{ cm} \approx 9.5 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

1EØ10@9.5cm

2.2.3.7 Cargas gravitacionales

a. Cargas vivas

Según la NEC-SE-CG-2015, las cargas vivas que se utilizarán en el proyecto serán:

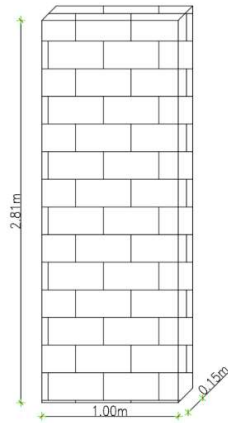
- 200 Kg/m² para aulas.
- 480 Kg/m² para corredores.
- 100 Kg/m² para terraza accesible.

b. Cuantificación de adicionales de carga muerta

- Paredes

Pared Tipo 1

Figura 34: Pared tipo 1



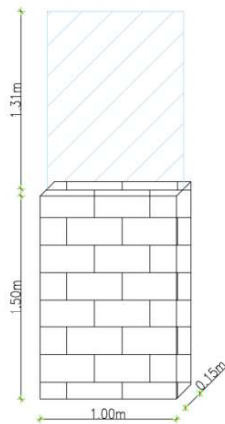
Fuente: Romel Gallardo

$$P_{\text{pared 1}} = 0.15 * 1 * 2.81 * 1600$$

$$P_{\text{pared 1}} = 674.40 \text{ Kg/m}$$

Pared Tipo 2

Figura 35: Pared tipo 2



Fuente: Romel Gallardo

$$P_{\text{pared 2}} = (0.15 * 1 * 1.5 * 1600) + (0.006 * 1.31 * 1 * 2600)$$

$$P_{\text{pared 2}} = 380.44 \text{ Kg/m}$$

$$CMP \text{ entrepiso} = \frac{\sum(P_{pared i} * Li)}{A \text{ losa}} \quad \text{Ec 32}$$

$$CMP \text{ entrepiso 1} = \frac{674.40 * 206.68 + 380.44 * 42.45}{728.86}$$

$$CMP \text{ entrepiso 1} = 213.39 \text{ Kg/m}^2$$

$$CMP \text{ entrepiso 2} = \frac{674.40 * 202.47 + 380.44 * 31.65}{671.67}$$

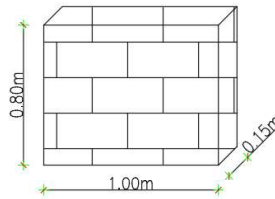
$$CMP \text{ entrepiso 2} = 221.22 \text{ Kg/m}^2$$

$$CMP \text{ entrepiso 3} = \frac{674.40 * 164.7 + 380.44 * 38}{632.36}$$

$$CMP \text{ entrepiso 3} = 198.51 \text{ Kg/m}^2$$

Pared Tipo 3

Figura 36: Pared tipo 3



Fuente: Romel Gallardo

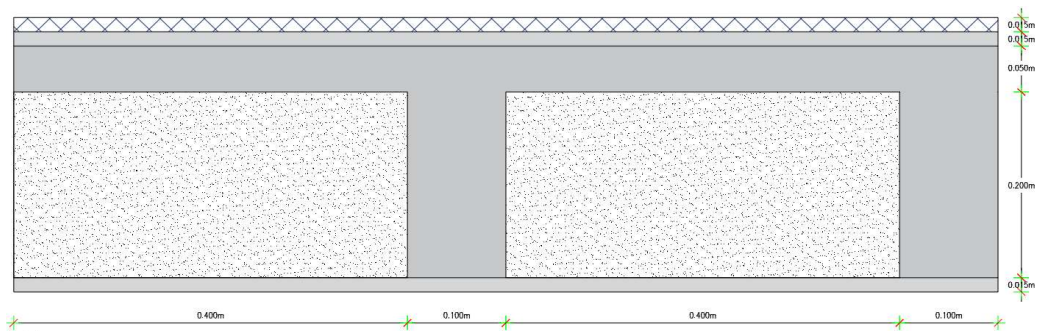
$$P_{pared 3} = 0.80 * 1 * 0.15 * 1600$$

$$P_{pared 3} = 192 \text{ Kg/m}$$

La carga de 192 Kg/m se la adicionará directamente a las vigas periféricas de la terraza.

- **Losa**

Figura 37: Losa tipo



Fuente: Romel Gallardo

Tabla 17: Carga muerta de losa

Elementos	Unidades	Altura (m)	Espesor (m)	Longitud (m)	Peso Específico (Kg/m ³)	Peso (Kg/m ²)
Loseta		1.00	0.05	1.00	2400	120.00
Nervios		0.10	0.20	3.60	2400	172.80
Bloque	8	----- -	----- -	-----	8	64.00
Alisado superior		1.00	0.015	1.00	1900	28.50
Alisado inferior		1.00	0.015	1.00	1900	28.50
Acabados		1.00	0.015	1.00	1600	24.00
TOTAL:						437.80

Fuente: Romel Gallardo

$$P_p = P_p \text{ loseta} + P_p \text{ nervios} \quad \text{Ec 33}$$

$$P_p = 120 \text{ Kg/m}^2 + 172.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_p = 292.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM = CM \text{ losa} - P_p + CMP \text{ entrepiso} \quad \text{Ec 34}$$

$$ACM 1 = 437.80 \text{ Kg/m}^2 - 292.80 \text{ Kg/m}^2 + 213.39 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM 1 = 358.39 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM 2 = 437.80 \text{ Kg/m}^2 - 292.80 \text{ Kg/m}^2 + 221.22 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM 2 = 366.22 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM 3 = 437.80 \text{ Kg/m}^2 - 292.80 \text{ Kg/m}^2 + 198.51 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM 3 = 343.51 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM(\text{Terraza}) = CM \text{ losa} - P_p \quad \text{Ec 35}$$

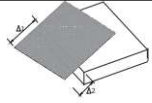

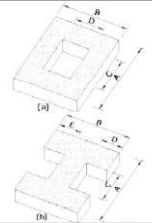
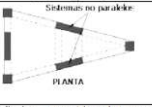
$$ACM(\text{Terraza}) = 437.80 \text{ Kg/m}^2 - 292.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$ACM(\text{Terraza}) = 145 \text{ Kg/m}^2$$

2.2.3.8 Irregularidades de la estructura

La NEC-SE-DS-2015 nos brinda unos coeficientes de irregularidad tanto en planta como en elevación. La estructura en estudio tiene una configuración en planta regular, con áreas huecas que no sobrepasan el 50% del área total del piso y con todos sus ejes paralelos por lo que se asume un valor $\phi_P=1$.

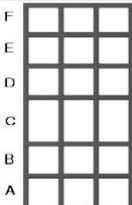
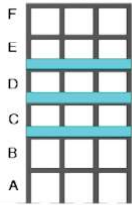
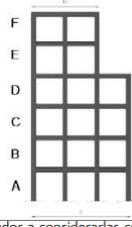
Figura 38: Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{tr}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{tr}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{tr}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{tr}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

La estructura cuenta con una misma altura en cada piso, con una distribución de masa similar, sin embargo, como se mencionó anteriormente tiene un desnivel lo que produce una irregularidad geométrica ya que la dimensión en planta es superior a 1.3 veces la dimensión en la cabeza del edificio, por esto se asume un valor de $\phi_E=0.90$.

Figura 39: Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \left(\frac{K_{i-1} + K_i + K_{i+1}}{3} \right)$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

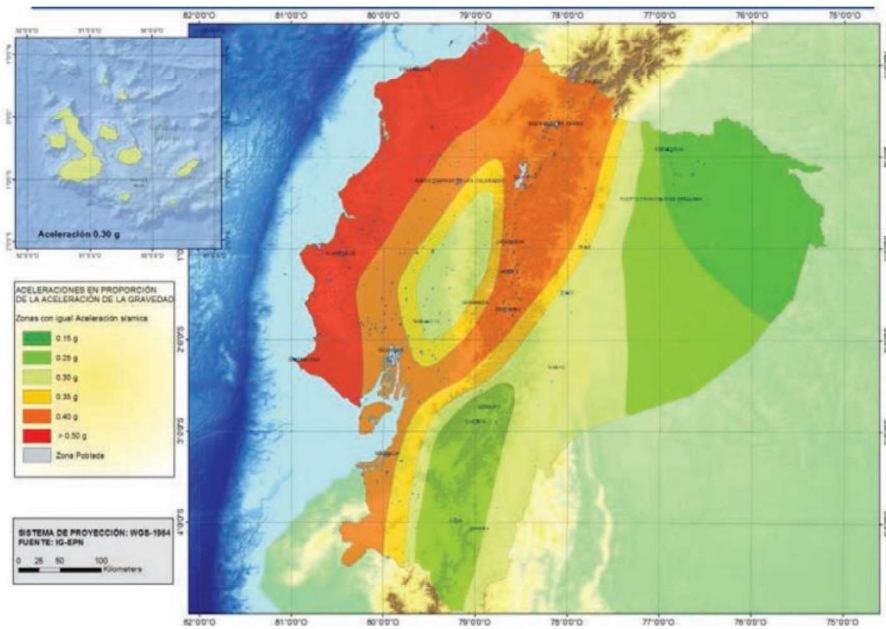
2.2.3.9 Carga sísmica

a. Zona sísmica

Para el presente proyecto como se mencionó en el Capítulo I, en cuanto a la amenaza sísmica se trabajará con el espectro planteado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 y el espectro determinista planteado por la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Mediante la figura que se presenta a continuación obtenida de la NEC-SE-DS-2015 se presenta un mapa del país dividida en seis zonas sísmicas categorizadas con un factor Z expresadas en porcentaje de la gravedad, así tenemos que Ambato se encuentra en una zona V (caracterización alta de peligro sísmico) con un factor de 0.40. [12]

Figura 40: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

b. Tipo de Suelo

Por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) se obtuvo los resultados mostrados en la Tabla 18, en la que se muestra los números de golpes promedio con un valor de 47 golpes.

Tabla 18: Ensayo SPT

Cotas (m)	Profundidad (cm)	Nº Golpes SPT (Parcial)	Nº Golpes SPT Final	Nº Golpes SPT Promedio
-0.55	55	Limpieza	16	47
-0.7	15	7		
-0.85	15	8		
-1	15	8	34	
-1.2	20	Limpieza		
-1.35	15			
-1.5	15	14		
-1.7	20	10		
-1.85	15	24	71	
-2	15	43		
-2.2	20			

-2.35	15	36	67
-2.5	15	35	
-2.7	20	22	
-2.85	15	33	
-3	15	34	

Fuente: Romel Gallardo

Tabla 19: Clasificación de los suelos SUCS

Sub-Tipos		Identificación		Símbolo de Grupo			
Suelos (Partículas menores a 7.5 cm)	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N° 200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N° 4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	Gw	
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP	
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	GM	
				Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH.	GC	
			ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200.	SW
				ARENAS CONFINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200.	SP
	ARENAS CONFINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena grava y limo.		Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	SM		
	SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200	LIMO Y ARCILLA Límite Líquido Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.		ML		
			Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.		CL		
			Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona I de la carta de plasticidad.		OL		

		Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	MH
			Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad.	CH
			Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	OH
ALTAMENTE ORGÁNICO	Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por sutextura fibrosa.		Pt	

Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Para la clasificación del suelo según SUCS se debe tener en cuenta los datos que se presentan en la siguiente tabla del ensayo de granulometría.

Tabla 20: Ensayo de granulometría

POZO N°1 (-1.00 m)				POZO N°1 (-2.00 m)		
TAMIZ	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	5.9	4.48%	95.52%	17.1	18.37%	81.63%
#40	30	22.78%	77.22%	57.9	62.19%	37.81%
#100	35.4	26.88%	73.12%	68.5	73.58%	26.42%
#200	55.1	41.84%	58.16%	42.8	45.97%	54.03%
FUENTE	76.6	58.16%		50.3	54.03%	
TOTAL	203			236.6		
POZO N°1 (-2.50 m)				POZO N°1 (-3.00 m)		
TAMIZ	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	8.4	3.20%	96.80%	14.1	4.73%	95.27%
#40	150.1	57.27%	42.73%	88.6	29.72%	70.28%
#100	160.3	61.16%	38.84%	90.6	30.39%	69.61%
#200	154.2	58.83%	41.17%	177.9	59.68%	40.32%
FUENTE	107.9	41.17%		120.2	40.32%	
TOTAL	580.9			491.4		

Fuente: Romel Gallardo

De la anterior tabla se puede verificar que en las cuatro muestras de suelo en el tamiz #200 (0.075 mm) el porcentaje retenido sobrepasa el 40 % del material y su vez en el tamiz #10 (2 mm) el porcentaje que pasa es mayor al 50 % lo que indica que la muestra de suelo pertenece a una arena limosa.

Velocidad de onda de cortante (V_s 30)

Para calcular la velocidad de onda de cortante, la NEC 2015 permite el uso de las correlaciones en relación al número de golpes en el ensayo SPT, para lo cual se usará las correlaciones de Kirar et al 2016.

Para todo tipo de suelo:

$$V_s = 99.5 * N^{0.345} (m/s)$$

Para suelo arenoso:

$$V_s = 100.3 * N^{0.338} (m/s)$$

Para suelo arcilloso:

$$V_s = 94.4 * N^{0.379} (m/s)$$

En base a los resultados obtenidos por medio de SUCS, se utilizará la correlación correspondiente a un suelo arenoso como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 21: Velocidad de onda de corte

Cotas (m)	Nº Golpes SPT	V_s (m/s)	V_s Promedio (m/s)
-1	16	256.03	356.37
-2	34	330.32	
-2.5	71	423.67	
-3	67	415.45	

Fuente: Romel Gallardo

Figura 41: Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ kPa

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

De la anterior figura se puede observar que tanto con el valor de la velocidad de onda de corte (356.37 m/s) como con el número de golpes del ensayo SPT (47) se obtiene como resultado un tipo de suelo D.

c. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

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

Figura 42: Tipo 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: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd).

Figura 43: Tipo 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: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

Comportamiento no lineal de los suelos (Fs).

Figura 44: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

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: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

d. Razón aceleración espectral y PGA

Figura 45: Razón entre la aceleración espectral y el PGA

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

e. Carga Sísmica

Por medio de los valores antes especificados la NEC-SE-DS-2015 especifica como determinar el espectro de respuesta para un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia en 50 años del 10%. Como se presenta a continuación:

Tabla 22: Cálculo del cortante basal y el espectro de la NEC

LOCALIDAD	AMBATO		
SUELO	D		
SISTEMA ESTRUCTURAL	Hormigón Armado Sin Muros y Vigas Descolgadas		
USO	CENTRO DE EDUCACIÓN		
PARÁMETROS	VALOR	NEC-SE-DS	VALOR
DATOS ELÁSTICO			
Z (%g)	0.40	3.1.1	
η	2.48	3.3.1	
Fa	1.20	3.2.2 a	
Fd	1.19	3.2.2 b	
Fs	1.28	3.2.2 c	
r	1.00	3.3.1	
DATOS REDUCIDO			
R	8.00	6.3.4 b	
I	1.30	4.1	
$\emptyset P$	1.00	5.2.3	
$\emptyset E$	0.90	5.2.3	
hn (m)	14.40	6.3.3	
Ct	0.055	6.3.3 a	
α	0.90	6.3.3 a	
CÁLCULOS			
Ta1 (s)	0.607	1.3*Ta1 (s)	0.789
To (s)	0.127		
Tc (s)	0.698		
Sa (%g)	1.1904	Sa modal (%g)	1.0533
C (%g)	0.2149	C modal (%g)	0.1902
k	1.053	k	1.145

Fuente: Romel Gallardo

Tabla 23: Datos para la construcción del espectro según la NEC 2015

T(s)	Sa (%g)
0.00	0.4800
0.05	0.7598
0.10	1.0397
0.15	1.1904
0.20	1.1904
0.25	1.1904
0.30	1.1904

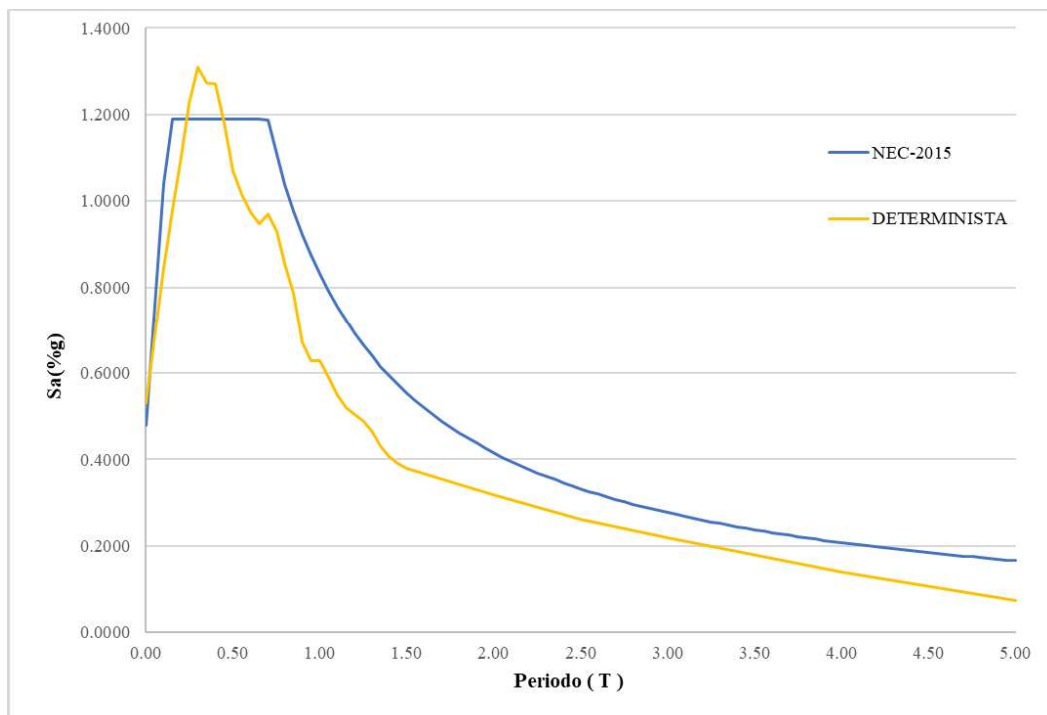
0.35	1.1904
0.40	1.1904
0.45	1.1904
0.50	1.1904
0.55	1.1904
0.60	1.1904
0.65	1.1904
0.70	1.1872
0.75	1.1081
0.80	1.0388
0.85	0.9777
0.90	0.9234
0.95	0.8748
1.00	0.8311
1.05	0.7915
1.10	0.7555
1.15	0.7227
1.20	0.6925
1.25	0.6648
1.30	0.6393
1.35	0.6156
1.40	0.5936
1.45	0.5731
1.50	0.5540
1.55	0.5362
1.60	0.5194
1.65	0.5037
1.70	0.4889
1.75	0.4749
1.80	0.4617
1.85	0.4492
1.90	0.4374
1.95	0.4262
2.00	0.4155
2.05	0.4054
2.10	0.3957
2.15	0.3865
2.20	0.3778
2.25	0.3694
2.30	0.3613
2.35	0.3536
2.40	0.3463

2.45	0.3392
2.50	0.3324
2.55	0.3259
2.60	0.3196
2.65	0.3136
2.70	0.3078
2.75	0.3022
2.80	0.2968
2.85	0.2916
2.90	0.2866
2.95	0.2817
3.00	0.2770
3.05	0.2725
3.10	0.2681
3.15	0.2638
3.20	0.2597
3.25	0.2557
3.30	0.2518
3.35	0.2481
3.40	0.2444
3.45	0.2409
3.50	0.2374
3.55	0.2341
3.60	0.2308
3.65	0.2277
3.70	0.2246
3.75	0.2216
3.80	0.2187
3.85	0.2159
3.90	0.2131
3.95	0.2104
4.00	0.2078
4.05	0.2052
4.10	0.2027
4.15	0.2003
4.20	0.1979
4.25	0.1955
4.30	0.1933
4.35	0.1910
4.40	0.1889
4.45	0.1868
4.50	0.1847

4.55	0.1827
4.60	0.1807
4.65	0.1787
4.70	0.1768
4.75	0.1750
4.80	0.1731
4.85	0.1714
4.90	0.1696
4.95	0.1679
5.00	0.1662

Fuente: Romel Gallardo

Figura 46: Espectros NEC-2015 y Determinista



Fuente: Romel Gallardo

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

3.1.1 Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo

3.1.1.1 Inspección Visual Rápida según FEMA 154

FEMA 154 proporciona pasos que se deben seguir para completar los formularios tanto de nivel 1 como de nivel 2, que se detallan a continuación:

a) Nivel 1

1. **Fotografiar el edificio:** se debe colocar una fotografía y un esquema tanto en planta como en elevación, en este caso se presenta la fotografía ya que como se puede ver en el capítulo II se encuentran los planos arquitectónicos.

Figura 47: Paso 1-Nivel 1-FEMA 154. Fotografar el edificio



Fuente: Romel Gallardo

2. **Determinar y documentar ocupación, tipo de suelo, peligros geológicos, problemas de adyacencia, irregularidades y peligros de caída exterior:** se debe ubicar toda la información que se requiera en base a lo observado en la inspección de campo, así como la dirección en la que se encuentra ubicada la estructura, los coeficientes sísmicos S1 y Ss para este proyecto no se toma en cuenta por ser una norma americana, sin embargo si se solicita se lo puede ubicar en base a las curvas de peligro sísmico de la NEC-2015, el evaluador con su fecha de inspección, el número de piso, el área en planta, el año de construcción que se obtuvo por medio de la información de un encargado del edificio, el tipo de suelo que se determinó por medio del ensayo SPT, las irregularidades que existen y algunos peligros: geológicos, de adyacencia y exteriores.

Figura 48: Paso 2-Nivel 1-FEMA 154. Determinar y documentar los datos

Dirección: UTA-FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2						
Código Postal: 180103						
Otra Identificación: AV. LOS CHÁSQUIS JUNTO AL COLEGIO LA SALLE						
Uso: EDIFICIO EDUCACIONAL						
Latitud: -1.27			Longitud: -78.63			
Ss: _____			S1: _____			
Evaluador(s): ROMEL GALLARDO			Fecha/Hora: 08 OCTUBRE 2020			
No. Pisos:	Sobre NPT: 4	Bajo NPT: 0	Año de Construcción: 2002			
Superficie total del Suelo (m²): 647			Código año: _____			
Adiciones:	<input checked="" type="checkbox"/> Ninguna	<input type="checkbox"/> Sí, Años Construcción: _____				
Ocupación:	<input type="checkbox"/> Asamblea	<input type="checkbox"/> Comercial	<input type="checkbox"/> Ser. Emergencia	<input type="checkbox"/> Histórico	<input type="checkbox"/> Albergue	
	<input type="checkbox"/> Industrial	<input type="checkbox"/> Oficina	<input checked="" type="checkbox"/> Escuela	<input type="checkbox"/> Gobierno		
	<input type="checkbox"/> Utilidad	<input type="checkbox"/> Almacén	Residencial, # Unid: _____			
Tipo de Suelo:	<input type="checkbox"/> A	<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input checked="" type="checkbox"/> D	<input type="checkbox"/> E	<input type="checkbox"/> F DNK
	Roca	Roca	Suelo	Suelo	Suelo	Suelo Si DNK, asumir Tipo D
	Dura	Débil	Denso	Duro	Blando	Pobre
Riesgos Geológicos:	Licuefacción: Si/No/DNK		Deslizamientos: Si/No/ DNK			
	Superficie de Ruptura: Si/No/ DNK					
Adyacencia:	<input type="checkbox"/> Golpeteo	<input type="checkbox"/> Peligro de Caída del Edificio Adyacente				
Irregularidades:	<input checked="" type="checkbox"/> Elevación (tipo/severidad) Presenta diferentes niveles de plantas y columnas cortas					
	<input type="checkbox"/> Planta (tipo) _____					
Peligros de Caída de Exterior:	<input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral		<input type="checkbox"/> Revestimiento pesado o de chapa de madera			
	<input type="checkbox"/> Antepechos, barandas		<input type="checkbox"/> Apéndices			
	<input type="checkbox"/> Otros: _____					
COMENTARIOS:						
La edificación presente una irregularidad severa únicamente en elevación producto de su construcción en dos niveles de suelo diferentes.						
<input type="checkbox"/> Dibujos adicionales o comentarios en página separada						

Fuente: Romel Gallardo

3. **Identificar el material de construcción, su sistema estructural y seleccionar el puntaje básico y modificadores:** por medio de la Tabla 4 presentada en el Capítulo I se determinará el tipo de construcción que se presenta en la estructura evaluada, escogiendo para el presente proyecto un sistema estructural tipo C1 que se refiere a edificios de hormigón resistentes a momentos, de esta asignación se parte para seleccionar el puntaje básico y las irregularidades que se presentan. FEMA 154 fija irregularidades severas y moderadas en elevación, las primeras se establecen cuando existen dos o más condiciones de irregularidad caso contrario (solo una) serían moderadas, para el proyecto se seleccionará la irregularidad en elevación severa.

En cuanto a al modificador Pre-Código hace referencia a normas de construcción antes del año 2000 y Post-Código después, sin embargo, no se selecciona por la duda que existe al ser una norma americana. Para finalizar, según el tipo de suelo hay otros modificadores, pero como se puede observar no entra el suelo tipo C que en este proyecto es el que rige.

Figura 49: Paso 3-Nivel 1-FEMA 154. Identificación y selección

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5	
Irregularidad Vertical Severa, V _{L1}	-1	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}	-1	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA	
Irregularidad en Planta, P _{L1}	-1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.7	-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	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1	
Posterior- Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	
Suelo Tipo 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	
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)	0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4	
Suelo Tipo E (>3 Pisos)	-0	-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 S _{MIN}	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	
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, S _{L1} >= S _{MIN}	1.5 - 0.9 = S _{L1} = 0.6																	

Fuente: Romel Gallardo

4. **Determinar la existencia de otros peligros y acciones requeridas:** para finalizar con el formulario de nivel 1 se debe hacer una extensión de la evaluación, especificando si se revisaron los planos, el tipo de suelo para el proyecto. En el apartado otros riesgos se especifican mediante lo evaluado si presenta o no algún



peligro significativo, por último, en acción requerida se evalúa si la estructura necesita un análisis más amplio y detallado.

Figura 50: Paso 4-Nivel 1-FEMA 154. Determinar otros peligros y acciones requeridas

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN	OTROS RIESGOS	ACCIÓN REQUERIDA
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo	¿Hay peligro que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo (a menos que SL2>que el puntaje límite aceptable). <input type="checkbox"/> Riesgos de caída de edificios altos adyacentes más altos. <input type="checkbox"/> Riesgos geológicos o tipo de Suelo F <input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural	¿Se requiere de una evaluación estructural detallada?
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso		<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio
Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No		<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que límite.
Fuente del tipo de Suelo: TIPO D		<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes
Fuente de los Peligros Geológico: _____		<input checked="" type="checkbox"/> No
Persona de Contacto: _____		¿Evaluación no estructural detallada recomendada?
¿SE REALIZÓ LA PRUEBA DE NIVEL 2? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2 0.3 <input type="checkbox"/> No		<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados
¿Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No		<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada
<input checked="" type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales <input type="checkbox"/> 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		
Leyenda: MRF: Pórtico resistente a momento	RC: Homigón Amado	URM INF: Mampostería no reforzada de relleno
FD: Diagrama flexible	BR: Pórtico reforzado	MH: Vivienda prefabricada
	SW: Muro de Corte	TU: Tilt-up

Fuente: Romel Gallardo

Figura 51: Nivel 1 de la Evaluación Visual Rápida de FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.																	Nivel 1	
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.																	ALTA Sismicidad	
FOTOGRAFÍA 																	Dirección: UTA-FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2 Código Postal: 180103 Otra Identificación: AV. LOS CHÁSQUIS JUNTO AL COLEGIO LA SALLE Uso: EDIFICIO EDUCACIONAL Latitud: -1.27 Longitud: -78.63 Ss: _____ S1: _____ Evaluador(s): ROMEL GALLARDO Fecha/Hora: 08 OCTUBRE 2020 No. Pisos: Sobre NPT: 4 Bajo NPT: 0 Año de Construcción: 2002 Superficie total del Suelo (m ²): 647 Código año: _____ Adiciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, Años Construcción: _____ Ocupación: Asamblea Comercial Ser. Emergencia Histórico Albergue Industrial Oficina <input checked="" type="checkbox"/> Escuela Gobierno Utilidad Almacén Residencial, # Unid: _____ Tipo de Suelo: <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input checked="" type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F <input type="checkbox"/> DNK Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK, asumir Tipo D Dura Débil Denso Duro Blando Pobre Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamientos: Si/No/ DNK Superficie de Ruptura: Si/No/ DNK Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Peligro de Caída del Edificio Adyacente Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> Elevación (tipo/severidad) Presenta diferentes niveles de plantas y columnas cortas <input type="checkbox"/> Planta (tipo) _____ Peligros de Caída de Exterior: <input type="checkbox"/> Chimeneas s in soporte lateral <input type="checkbox"/> Revestimiento pesado o de chapa de madera <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Apéndicees <input type="checkbox"/> Otros: _____ COMENTARIOS: La edificación presente una irregularidad severa únicamente en elevación producto de su construcción en dos niveles de suelo diferentes. <input type="checkbox"/> Dibujos adicionales o comentarios en página separada	
CROQUIS 																		
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	SS (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PCI (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad Vertical Severa, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.7	-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	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior- Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo 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
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo 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 S _{MÍN}		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
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1 >= SMIN		1.5 - 0.9 = SL1 = 0.6																
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de Suelo: TIPO D Fuente de los Peligros Geológico: _____ Persona de Contacto: _____									OTROS RIESGOS ¿Hay peligro que provocan una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable). <input type="checkbox"/> Riesgos de caída de edificios altos adyacentes más altos. <input type="checkbox"/> Riesgos geológicos o tipo de Suelo F <input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural					ACCIÓN REQUERIDA ¿Se requiere de una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que límite. <input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input checked="" type="checkbox"/> No ¿Evaluación no estructural detallada recomendada? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input checked="" type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK				
¿SE REALIZÓ LA PRUEBA DE NIVEL 2? <input checked="" type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 > 0.3 <input type="checkbox"/> No									¿Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No									
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe																		
Leyenda: MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diagrama flexible BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up																		

Fuente: Romel Gallardo

De la anterior figura que presenta el formulario completo del nivel 1 se tiene como resultado un puntaje con un valor de 0.6 que posteriormente servirá de base para realizar la evaluación con el formulario del nivel 2, es decir, un análisis más minucioso de la estructura.

b) Nivel 2

El formulario de nivel 2 es un formulario opcional pero más detallado y menos conservador que el nivel 1 y está asociado al mismo puntaje mínimo (S min) de este último. A continuación, se especifican los pasos para completar el formulario.

- 1. Información de construcción y puntaje base:** al igual que en el nivel 1, se especifica el nombre del edificio y del evaluador, la fecha de evaluación y se calcula un puntaje básico ajustado a partir de las irregularidades de la estructura tanto en planta como en elevación.

Figura 52: Paso 1-Nivel 2-FEMA 154. Información de construcción y puntaje base

Nombre edificio: FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2	Puntaje Final Nivel 1:	SLI= 0.6
Inspector: ROMEL GALLARDO	Modificadores de Irreg. Nivel 1:	Irregularidad Vertical, VL1= -0.9 Irregularidad en planta, PL1= _____
Fecha/Hora: 08 OCTUBRE 2020	PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO:	S=(SLI-VL1-PL1)= 1.5

Fuente: Romel Gallardo

- 2. Modificadores para irregularidad en elevación:** con los modificadores lo que se busca es sancionar a la estructura por las irregularidades que presenta, de acuerdo a lo que se pudo observar en campo se ha penalizado como se indica a continuación, según los valores que nos facilita el formulario.

Figura 53: Paso 2-Nivel 2-FEMA 154. Modificadores para irregularidad en elevación

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar 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.	-1.2	
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.		
	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 garaje 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	-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	
	Discontinuidad	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 entre 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	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.	-1	
	Columnas cortas	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	
	Nivel desplazado	CI, 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/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
		CI, 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 avanzantes que cortan a la columna.	-0.5	
	Otra Irregularidad	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5	-2
		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	(Límite en -1.2)	

Fuente: Romel Gallardo

3. Modificadores para irregularidad en planta y otros casos: en cuanto a este paso, tanto en planta como en los demás casos que se indican no se han seleccionado por ende se obtiene un valor igual a cero, porque la estructura no presenta ninguno de los casos. Al final se muestra un cálculo del puntaje final del nivel 2 (SL2) obteniendo un valor igual a 0.3 que equivale al puntaje mínimo (S min) para el tipo de edificación que se muestra en el formulario del nivel 1.

Figura 54: Paso 3-Nivel 2-FEMA 154. Modificadores irregularidad en planta y otros casos

Irregularidad 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 WIA mencionada anteriormente).		-0.7	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre si.		-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 = 0
	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.		-0.7	(Límite 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 de la edificación más baja y estructura adyacente:	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	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.
		La edificación está al final del bloque o manzana.	-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.		-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.		-0.4	
Edificación PCI/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 PCI/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 arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.		1.2	M=0
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.		1.4	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ SMIN: 1.5 - 1.2 = 0.3 = SMIN			Transferir al Formulario Nivel 1	

Fuente: Romel Gallardo

4. Identificación de peligros no estructurales: como último paso se tiene que identificar los peligros no estructurales que se pueden observar tanto al exterior como al interior de la estructura, esto se lo realiza al final ya que no interviene en el peligro sísmico de la estructura y por ende no afecta al puntaje final SL2.

Figura 55: Paso 4-Nivel 2-FEMA 154. Identificación de peligros no estructurales

Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> 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				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS				
Ubicación	Declaración (Chequear "Si" o "No")	Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada 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 arriostados.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
Desempeño Sísmico no Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
<input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida.				
Comentarios:				

Fuente: Romel Gallardo

En la siguiente figura se muestra el formulario de nivel 2 en tu totalidad.

Figura 56: Nivel 2 de la Evaluación Visual Rápida de FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		Alta Sísmicidad		
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 INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2	Puntaje Final Nivel 1:	SL1= 0.6		
Inspector: ROMEL GALLARDO	Modificadores de Irreg. Nivel 1:	Irregularidad Vertical, VL1= -0.9	Irregularidad en planta, PL1=	
Fecha/Hora: 08 OCTUBRE 2020	PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO:	S=(SL1-VL1-PL1) = 1.5		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar 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 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 garaje 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	
	Discontinuidad	Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre 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	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior 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. Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.5 -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/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel. 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 -0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5	-2
Otra Irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación. Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-1 -0.5	VL2 = -1.2 (Límite en -1.2)	
Irregularidad 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. Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.4 -0.7	PL2 = 0 (Límite 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 de la edificación más baja y estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	-1 -1 -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 Readeacuación).	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	M= 0	
Readeacuación	Una readeacuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ SMIN: 1.5 - 1.2 = 0.3 = SMIN		Transferir al Formulario Nivel 1		
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> 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				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS				
Ubicación	Declaración (Chequear "Si" o "No")	Si	No	
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 arriostrada.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.			
Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.				
Desempeño Sísmico no Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
<input checked="" type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida.				
Comentarios:				

Fuente: Romel Gallardo

Debido a que el nivel 1 es conservador y al combinar los modificadores se puede sobreestimar el efecto obteniendo un resultado negativo que sería incoherente porque supondría que la probabilidad de colapso es superior al 100%, por tal razón FEMA 154 establece el puntaje mínimo con la peor combinación.



Para el presente proyecto, en el análisis del formulario de nivel 2 se determinó su puntaje final obteniendo un valor de 0.3 que es el que se va a utilizar en reemplazo al 0.6 del nivel 1, como ya se mencionó anteriormente este nivel está sujeto al mismo puntaje mínimo (S min) que se muestra en el nivel 1 que para esta estructura es igual a 0.3. Por tal razón la estructura posee una alta vulnerabilidad sísmica.

3.1.1.2 Inspección Visual Rápida según NEC 2015

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 presenta una guía para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, en la cual se encuentra un formulario de evaluación rápida que se basa en la norma americana FEMA154, es decir, son similares.

- 1. Establecer los datos de la estructura, del evaluador y fotografía:** se debe indicar todos los datos básicos de la estructura y de la persona que la evaluó, al igual que en el formulario de nivel 1 de FEMA 154; una fotografía que muestre la estructura y en el caso de este proyecto, para el croquis se deberá revisar los planos arquitectónicos que constan en el capítulo II.

Figura 57: Paso 1-NEC 2015. Establecer datos básicos

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES		
	DATOS DE EDIFICACION:	
	Dirección: Av. Los Chasquis y Río Guallabamba	
	Nombre de la edificación: Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial Bloque 2	
	Sitio de referencia: UTA Campus Huachi	
	Tipo de uso: Edificio Educativo	Fecha de evaluación: 08 Octubre 2020
	Año de construcción: 2002	Año de remodelación:
Área construida en m ² : 647	Numero pisos: 4	
DATOS DEL PROFESIONAL:		
Nombre del evaluador: ROMEL GALLARDO		
C.I. 0503239691		
Registro senescyt:		
		

Fuente: Romel Gallardo

- Identificar el sistema estructural:** se debe seleccionar a qué tipo de sistema estructural de los que se indican corresponde el edificio en estudio, en este caso la estructura pertenece a Pórtico de Hormigón Armado (C1).

Figura 58: Paso 2-NEC 2015. Identificar el sistema estructural

TIPOLOGÍA 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	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
				Pórtico acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Romel Gallardo

- Seleccionar el puntaje básico y modificadores:** en este paso se selecciona el puntaje básico que corresponde al sistema estructural del edificio evaluado, así como sus modificadores en consideración a su altura, la irregularidad ya sea vertical o en planta, el código de construcción y el tipo de suelo; siendo la estructura considerada de mediana altura por ser de 4 pisos, con irregularidad vertical, eligiendo postcódigo moderno y con un suelo tipo C. Para obtener como resultado un puntaje final S igual a 2.2.

Figura 59: Paso 3-NEC 2015. Seleccionar puntaje básico y modificadores

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 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 EDIFICACION													
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
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.3	-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
Postcódigo moderno (construido a partir del 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
PUNTAJE FINAL, S					2.2								

Fuente: Romel Gallardo

- 4. Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica:** por último, a partir del puntaje final S se determina la vulnerabilidad sísmica de la estructura en base a un rango proporcionado por el formulario de la NEC 2015, como el puntaje es 2.2 se ubica en un rango de 2 a 2.5 correspondiente a un grado de media vulnerabilidad.



Figura 60: Paso 4-NEC 2015. Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica

GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA	
S<2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
2,0>S>2,5	Media vulnerabilidad X
S>2,5	Baja vulnerabilidad
Firma responsable Evaluación	
OBSERVACIONES. - La estructura presenta irregularidad en elevación debido a los diferentes niveles que existen en sus plantas al mismo tiempo que patologías de columnas cortas.	

Fuente: Romel Gallardo

En la siguiente figura se presenta el formulario total de la NEC 2015.

Figura 61: Evaluación Visual Rápida de la NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES													
		DATOS DE EDIFICACION:											
		Dirección: Av. Los Chasquis y Río Guallabamba											
		Nombre de la edificación: Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial Bloque 2											
		Sitio de referencia: UTA Campus Huachi											
		Tipo de uso: Edificio Educativo						Fecha de evaluación: 08 Octubre 2020					
		Año de construcción: 2002						Año de remodelación:					
Área construida en m ² : 647						Numero pisos: 4							
DATOS DEL PROFESIONAL:													
Nombre del evaluador: ROMEL GALLARDO													
C.I. 0503239691													
Registro senescyt:													
													
TIPOLOGÍA 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	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4								
				Pórtico acero con paredes mampostería	S5								
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 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 EDIFICACION													
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
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.3	-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
Postcódigo moderno (construido a partir del 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	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
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
PUNTAJE FINAL, S					2.2								
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
S<2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2,0>S>2,5	Media vulnerabilidad												
S>2,5	Baja vulnerabilidad												
												Firma responsable Evaluación	
OBSERVACIONES. - La estructura presenta irregularidad en elevación debido a los diferentes niveles que existen en sus plantas al mismo tiempo que patologías de columnas cortas.													

Fuente: Romel Gallardo

Si bien es cierto los resultados obtenidos por los formularios de FEMA 154 y NEC 2015 difieren en la vulnerabilidad que se estima de la estructura, sin embargo, cabe mencionar que en el país las construcciones no tenían y hasta la fecha no se tiene un

control adecuado, por ende, el valor de postcódigo moderno no es tan confiable para determinar el grado de vulnerabilidad. Por tal razón se realizará una evaluación cuantitativa de la estructura que permita dispersar esta incertidumbre.

3.1.2 Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo

Para excluir la desconfianza que existe en los formularios del análisis cualitativo se procede a ejecutar un análisis cuantitativo que es más detallado y con la modelación de la estructura por medio de un Software computacional (ETABS v16.2.1), que consta de un análisis dinámico y un análisis estático no lineal o también conocido como Pushover. Para el primer caso se requiere examinar algunos aspectos de la estructura mediante la NEC-SE-DS-2015 y para el segundo caso se deberá realizar una simulación de empujes y ubicar las rotulas plásticas de los elementos estructurales según ASCE 41-13.

3.1.2.1 Análisis Estructural de acuerdo a la NEC-SE-DS-2015

a) Período de vibración.

A continuación, se presenta el cálculo del período de la estructura por el método 1 que se especifica en la NEC-SE-DS-2015 por medio de la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec 36}$$

En donde:

T = Período de vibración.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n^α = Altura máxima en m de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

Tanto el coeficiente como la altura máxima de la edificación son parámetros que dependen del tipo de estructura, mismos que la NEC-2015 especifica con 0.055 para C_t y 0.9 para α por ser un tipo de estructura de pórtico de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.

Figura 62: Coeficiente y altura máxima de la edificación

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

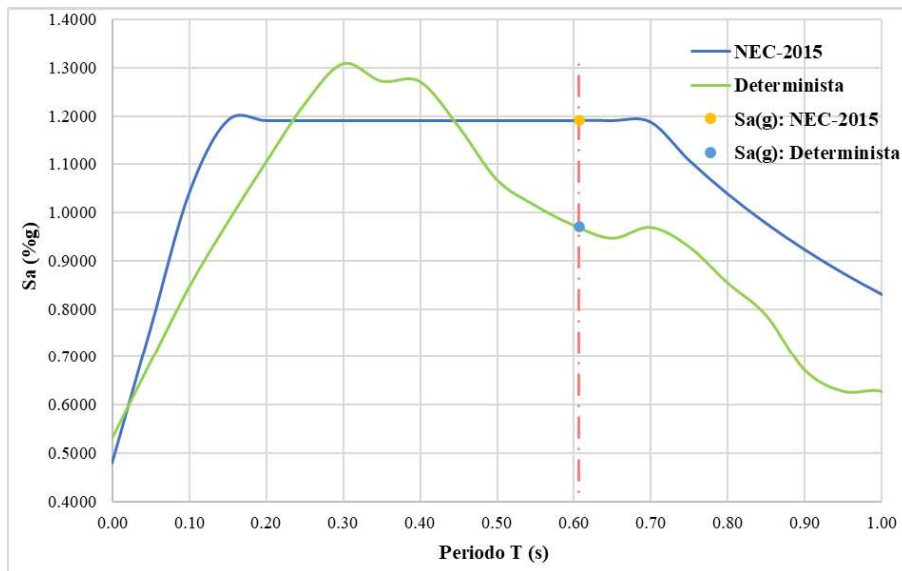
Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

$$T = 0.055 * 14.40^{0.9}$$

$$T = 0.607 \text{ s}$$

Obteniendo como resultado un periodo fundamental igual a 0.607 s, con el que se procede a calcular la aceleración por medio de la figura tanto para el espectro de la NEC-2015 como para el espectro determinista.

Figura 63: Espectros de respuesta con sus aceleraciones espectrales de la estructura sin reforzar



Fuente: Romel Gallardo

Se obtuvieron las aceleraciones de 1.1904 g para el espectro de la NEC-2015 y un valor de 0.9702 g para el espectro determinista, que nos ayudan a determinar las

cantidades de cortante basal para cada aceleración obtenida, a través de la siguiente ecuación:

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} \quad \text{Ec 37}$$

En donde:

C = Coeficiente de reducción.

I = Coeficiente de importancia.

$S_a(T_a)$ = Espectro de respuesta elástica de aceleraciones.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_P = Coeficientes de configuración en planta.

ϕ_E = Coeficiente de configuración en elevación.

$$C_{NEC} = \frac{1.30 * 1.1904}{8 * 1 * 0.90}$$

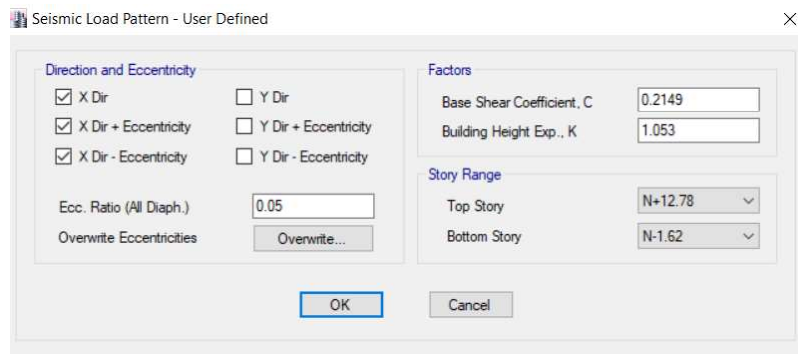
$$C_{NEC} = 0.2149$$

$$C_{DETERMINISTA} = \frac{1.30 * 0.9702}{8 * 1 * 0.90}$$

$$C_{DETERMINISTA} = 0.1751$$

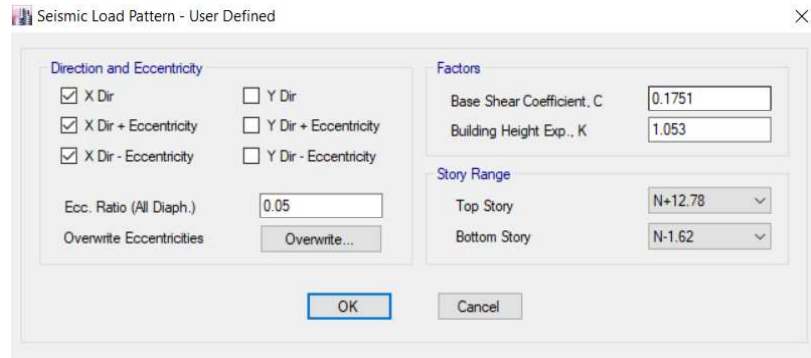
Reemplazando en la ecuación 37 los valores de las aceleraciones que obtuvimos anteriormente, tenemos coeficientes de 0.2149 y 0.1751 para los espectros de la NEC-2015 y el determinista respectivamente. Estos coeficientes son los que se insertan en el Software ETABS para establecer la carga sísmica estática para cada espectro, como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 64: Coeficiente de cortante basal y factor k , espectro NEC-2015 de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 65: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro determinista de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Posteriormente se procede a correr el análisis en el Software y se obtiene el periodo fundamental más crítico de la estructura ya que se consideró la masa concentrada en el centro de masas desplazado en un 5% como menciona la NEC-SE-DS 2015 por eso se obtuvo resultados de los 5 casos modales, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 24: Comparación de los periodos fundamentales de la estructura sin reforzar

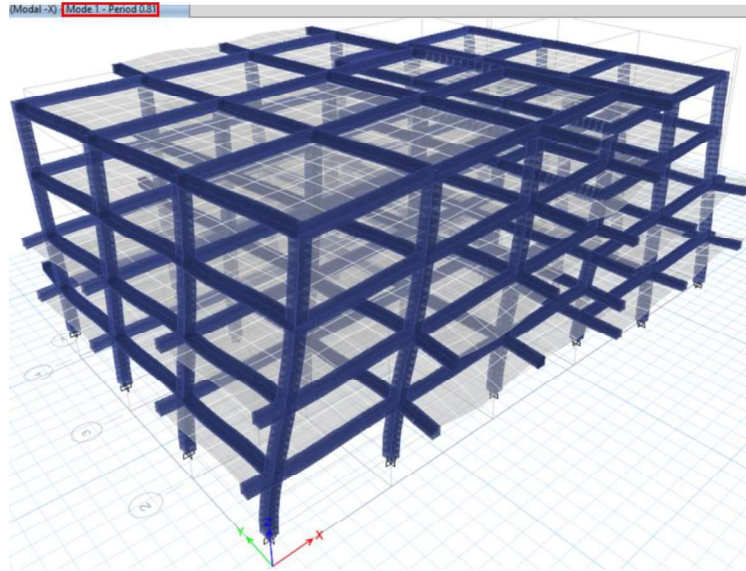
Caso	Modo	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)
Modal	1	0.781	Modal +X	0.781	Modal -X	0.81	Modal +Y	0.781	Modal -Y	0.781
Modal	2	0.766	Modal +X	0.765	Modal -X	0.781	Modal +Y	0.775	Modal -Y	0.772
Modal	3	0.765	Modal +X	0.741	Modal -X	0.765	Modal +Y	0.765	Modal -Y	0.765
Modal	4	0.694	Modal +X	0.694	Modal -X	0.695	Modal +Y	0.694	Modal -Y	0.694
Modal	5	0.647	Modal +X	0.647	Modal -X	0.647	Modal +Y	0.647	Modal -Y	0.647
Modal	6	0.644	Modal +X	0.644	Modal -X	0.644	Modal +Y	0.644	Modal -Y	0.644
Modal	7	0.61	Modal +X	0.61	Modal -X	0.61	Modal +Y	0.61	Modal -Y	0.61
Modal	8	0.586	Modal +X	0.587	Modal -X	0.586	Modal +Y	0.587	Modal -Y	0.586
Modal	9	0.579	Modal +X	0.579	Modal -X	0.579	Modal +Y	0.574	Modal -Y	0.576

Modal	10	0.571	Modal +X	0.571	Modal -X	0.571	Modal +Y	0.571	Modal -Y	0.57
Modal	11	0.514	Modal +X	0.53	Modal -X	0.511	Modal +Y	0.512	Modal -Y	0.515
Modal	12	0.508	Modal +X	0.509	Modal -X	0.485	Modal +Y	0.506	Modal -Y	0.511
Modal	13	0.426	Modal +X	0.426	Modal -X	0.426	Modal +Y	0.425	Modal -Y	0.426
Modal	14	0.27	Modal +X	0.27	Modal -X	0.273	Modal +Y	0.274	Modal -Y	0.274
Modal	15	0.261	Modal +X	0.256	Modal -X	0.27	Modal +Y	0.263	Modal -Y	0.263
Modal	16	0.242	Modal +X	0.241	Modal -X	0.254	Modal +Y	0.242	Modal -Y	0.243
Modal	17	0.172	Modal +X	0.172	Modal -X	0.172	Modal +Y	0.172	Modal -Y	0.172
Modal	18	0.155	Modal +X	0.158	Modal -X	0.153	Modal +Y	0.155	Modal -Y	0.155
Modal	19	0.148	Modal +X	0.148	Modal -X	0.148	Modal +Y	0.148	Modal -Y	0.148
Modal	20	0.145	Modal +X	0.144	Modal -X	0.146	Modal +Y	0.146	Modal -Y	0.147

Como se pudo observar en la tabla anterior, el periodo fundamental más crítico de la estructura se presenta en el caso modal -X con un valor de 0.81 seg por ende los análisis posteriores se realizarán en base a los resultados de dicho caso.

A continuación, se presenta una figura con el periodo más crítico mencionado anteriormente.

Figura 66: Periodo fundamental de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Al período que se calculó anteriormente se le debe añadir el 30% y comparar con el periodo fundamental de la estructura (T_{a2} modal), el último obtenido en la modelación de la estructura en ETABS.

$$T_{a_1} = 0.607 \text{ seg}$$

$$1.3 * T_{a_1} = 1.3 * 0.607 \text{ seg} = 0.789 \text{ seg}$$

$$T_{a_2} (\text{modal}) = 0.81 \text{ seg}$$

$$T_{a_2}(\text{modal}) \leq 1.3 * T_{a_1} \quad \text{Ec 38}$$

$$0.81 \text{ seg} > 0.789 \text{ seg}$$

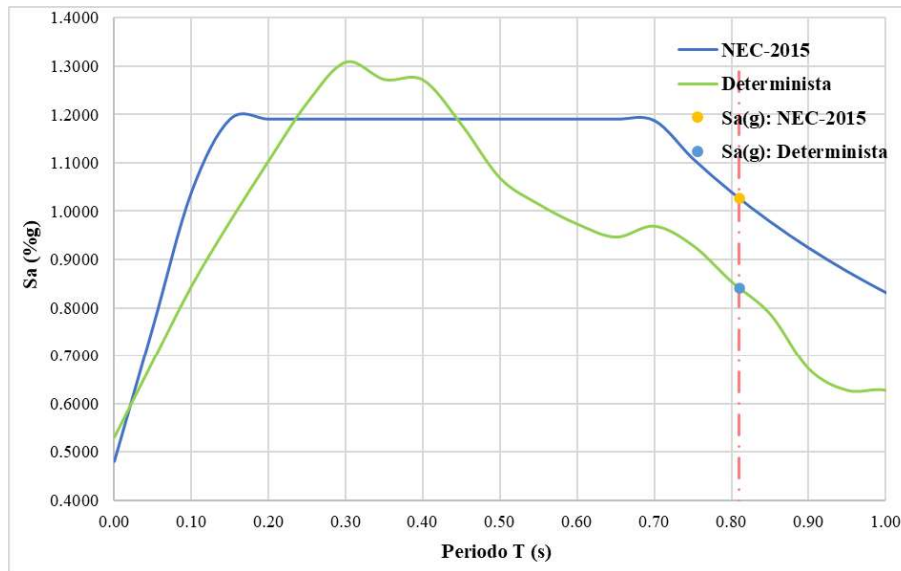
NO CUMPLE

Como el periodo fundamental de la estructura es mayor al 30% adicional del periodo calculado quiere decir que no cumple y se requiere rigidizar la estructura para que cumpla el periodo.

b) Recálculo del cortante estático.

Como se puede observar en la siguiente figura los valores de las aceleraciones espectrales para el periodo fundamental de la estructura (0.81 s) cambiaron, por lo que se vuelve a calcular los coeficientes de cortante basal y factor k para los dos espectros, como se muestra a continuación:

Figura 67: Aceleraciones espectrales para la corrección de C y k de la estructura sin reforzar



Fuente: Romel Gallardo

De la anterior figura se puede determinar que para el periodo fundamental de la estructura la aceleración del espectro de la NEC-2015 es mayor al espectro determinista, lo que significa que el caso más crítico sería con el espectro de la NEC-2015 para esta estructura, sin embargo, el análisis se lo realizará para los dos espectros.

Tabla 25: Corrección del coeficiente de cortante basal (C) y factor k de la estructura sin reforzar

NEC-2015		DETERMINISTA	
INICIAL		INICIAL	
Ta ₁	0.607	Ta ₁	0.607
C	0.2149	C	0.1751
k	1.053	k	1.053
CORREGIDO		CORREGIDO	
Ta ₂	0.81	Ta ₂	0.81
C	0.1852	C	0.1518
k	1.155	k	1.155

Fuente: Romel Gallardo

Estos valores se los modifica en el Software y se procede con los demás chequeos.

c) Factores de participación modal masa.

Se recomienda que la edificación tenga movimientos traslacionales en los dos primeros modos de vibración, para lo que se calcula por medio de una relación entre la rotación en Z y el mayor valor de desplazamiento en X o Y, si el resultado es menor al 30% se considera un movimiento traslacional caso contrario será torsional. Como se observa en la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Torsión relativa} = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100 \quad \text{Ec 39}$$

Tabla 26: Participación modal de la estructura sin reforzar

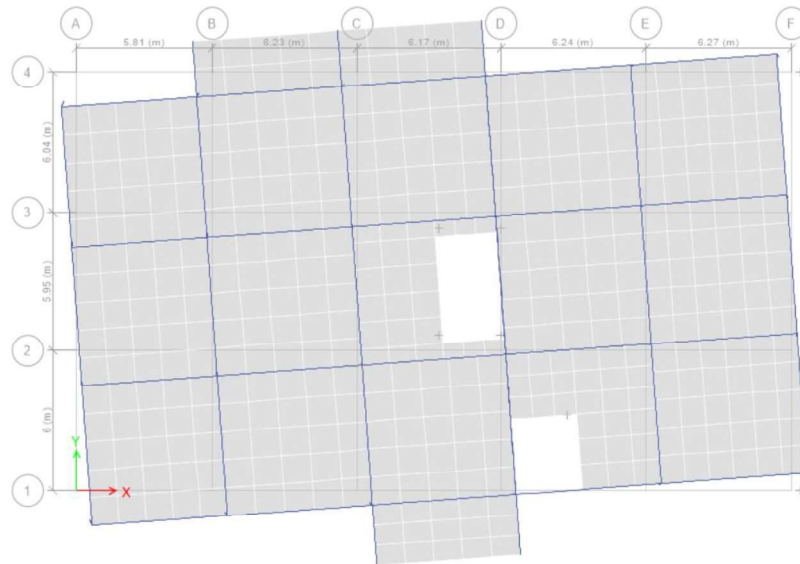
Modo	UX	UY	RZ	% Rotación	Movimiento
NEC-2015					
1	0.0002	0.214	0.7407	346.1	Torsional
2	0.0001	0	0	0.0	Traslacional
3	0.000000	0	0.000000	0.0	Traslacional
DETERMINISTA					
1	0.0002	0.214	0.7407	346.1	Torsional
2	0.0001	0.000000	0	0.0	Traslacional
3	0.000000	0	0.000000	0.0	Traslacional

Fuente: Romel Gallardo

Como resultado tenemos que el primer modo de vibración de la estructura no cumple ya que el porcentaje es muy superior a 30%, lo que nos indica que predomina el movimiento torsional y como recomendación se pueden ubicar elementos rigidizadores siempre y cuando se encuentren distanciados del centro de rigidez de la estructura, mientras que el segundo modo se encuentra en un movimiento traslacional que es lo recomendable.

En la siguiente figura se puede apreciar el movimiento que predomina en el primer modo de vibración, siendo este torsional.

Figura 68: Vista en planta de la torsión de la estructura sin reforzar en el primer modo



Fuente: Software ETABS v16.2.1

d) Modos de vibración para el análisis dinámico.

Todos los modos de vibración deben abarcar la contribución de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura tanto en X como en Y.

Tabla 27: Acumulación de la masa modal de la estructura sin reforzar

Modo	Sum UX	Sum UY
NEC-2015		
1	0.0002	0.214
2	0.0003	0.214
3	0.0003	0.214
4	0.0003	0.2143
5	0.0007	0.2154
6	0.0009	0.2178
7	0.009	0.2178
8	0.0421	0.2178
9	0.7707	0.218
10	0.8287	0.218
11	0.8287	0.223
12	0.8289	0.8243
13	0.829	0.8243
14	0.829	0.8559
15	0.8481	0.8559
16	0.8482	0.8605
17	0.9864	0.8607
18	0.9866	0.9477
19	0.9867	0.9509
20	0.9867	0.9865
DETERMINISTA		
1	0.0002	0.214
2	0.0003	0.214
3	0.0003	0.214
4	0.0003	0.2143
5	0.0007	0.2154
6	0.0009	0.2178
7	0.009	0.2178
8	0.0421	0.2178
9	0.7707	0.218
10	0.8287	0.218
11	0.8287	0.223
12	0.8289	0.8243
13	0.829	0.8243
14	0.829	0.8559
15	0.8481	0.8559
16	0.8482	0.8605
17	0.9864	0.8607

18	0.9866	0.9477
19	0.9867	0.9509
20	0.9867	0.9865

Fuente: Software ETABS v16.2.1

En los dos casos que se presentan, en X al décimo séptimo modo se acumula el 98.64% de la masa y en Y al décimo octavo modo se acumula el 94.77% de la masa.

e) Cortante basal Estático vs Dinámico.

Para este chequeo se debe verificar que el cortante basal dinámico tanto en X como en Y sea mayor o igual al 85% del cortante basal estático, esto debido a que es una estructura irregular.

Tabla 28: Cortante basal de la estructura sin reforzar

NEC-2015			
SENTIDO X			
V Estático	301.06	Tn	
V Dinámico	255.9	Tn	
Relación	85.00	%	CUMPLE
SENTIDO Y			
V Estático	302.73	Tn	
V Dinámico	257.32	Tn	
Relación	85.00	%	CUMPLE
DETERMINISTA			
SENTIDO X			
V Estático	305.08	Tn	
V Dinámico	259.32	Tn	
Relación	85.00	%	CUMPLE
SENTIDO Y			
V Estático	306.77	Tn	
V Dinámico	260.75	Tn	
Relación	85.00	%	CUMPLE

Fuente: Romel Gallardo

f) Derivas de piso.

Para el chequeo de derivas de piso, se debe verificar que la deriva máxima inelástica tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico al mismo tiempo que en X y en Y sea menor que 2%, esto depende de la estructura, es decir, este valor únicamente es para estructuras de hormigón armado, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 69: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

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

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS 2015.

La deriva máxima inelástica se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{Ec 40}$$

En donde:

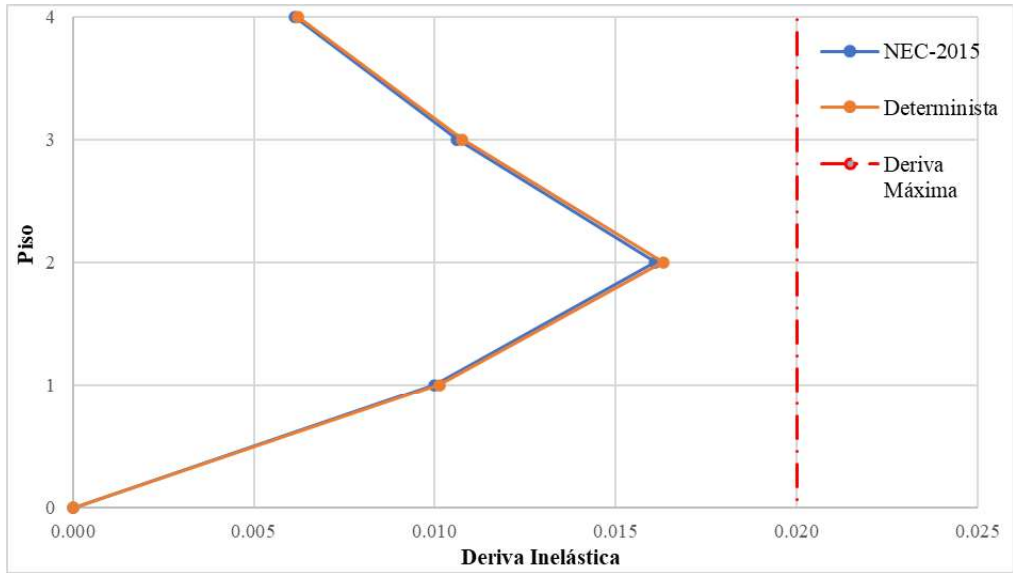
Δ_M = Deriva máxima inelástica.

R = Factor de reducción de resistencia.

Δ_E = Deriva máxima elástica.

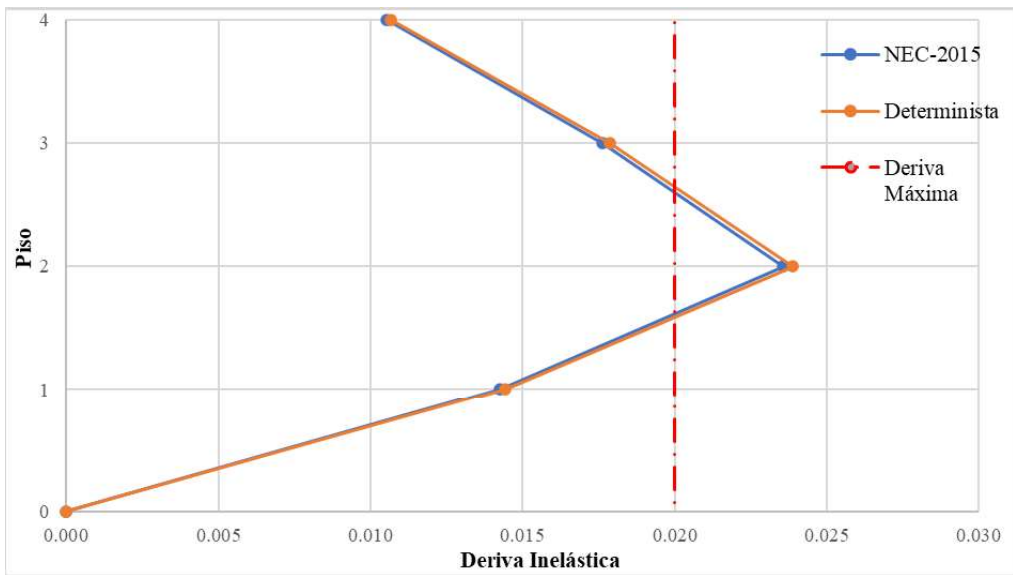
En las siguientes figuras se presenta una comparación entre derivas inelásticas obtenidas desde ETABS para los espectros de la NEC-2015 y el Determinista con su deriva máxima permisible (2%), tanto para su cortante estático como para su cortante dinámico en dirección X y en dirección Y.

Figura 70: Derivas Inelásticas en dirección X por cortante estático de la estructura sin reforzar



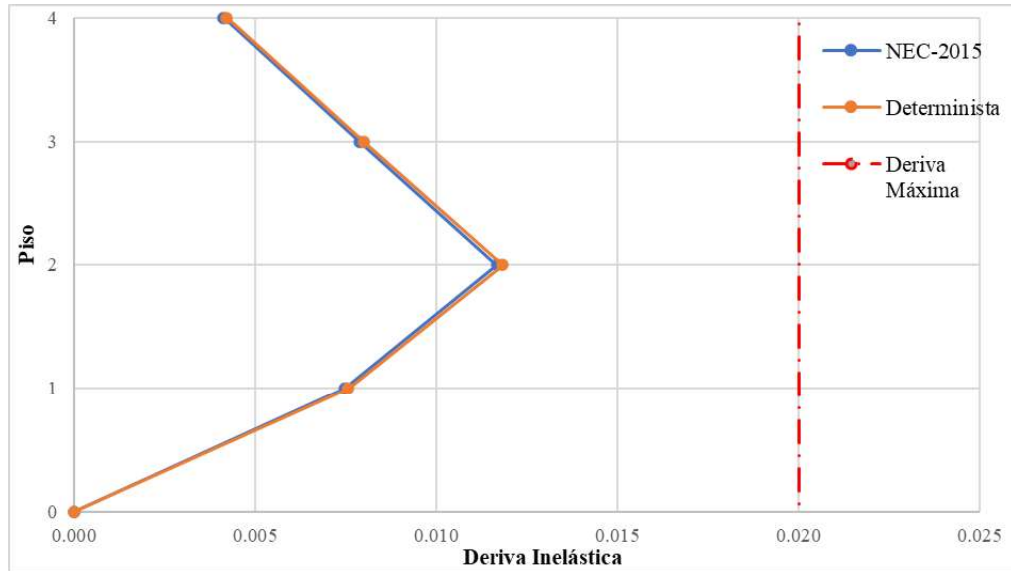
Fuente: Romel Gallardo

Figura 71: Derivas Inelásticas en dirección Y por cortante estático de la estructura sin reforzar



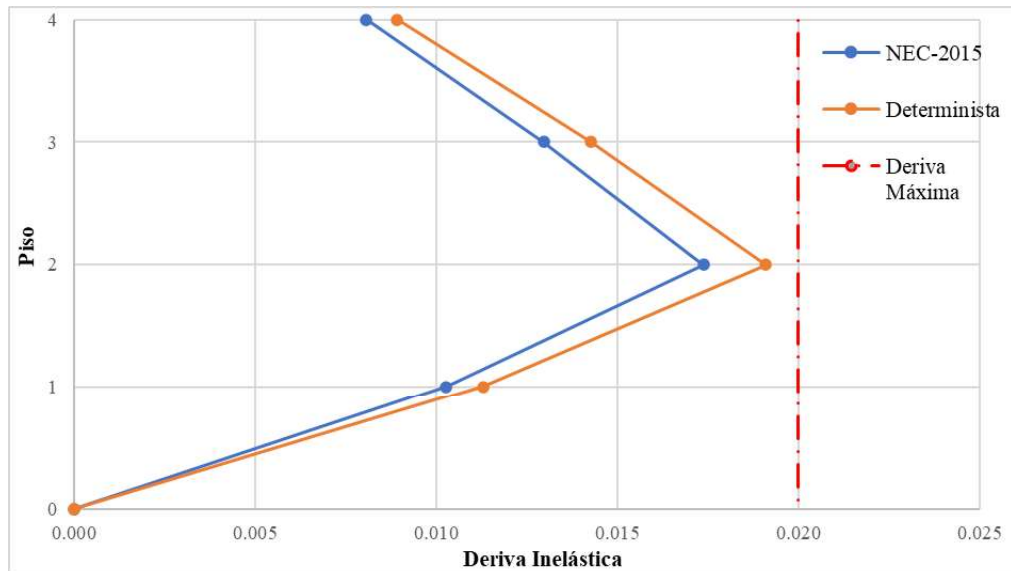
Fuente: Romel Gallardo

Figura 72: Derivas Inelásticas en dirección X por cortante dinámico de la estructura sin reforzar



Fuente: Romel Gallardo

Figura 73: Derivas Inelásticas en dirección Y por cortante dinámico de la estructura sin reforzar



Fuente: Romel Gallardo

A continuación, se presenta una tabla de resumen con los datos obtenidos por medio del Software con las cantidades de las derivas máxima elástica y máxima inelástica para cada espectro, obteniendo como resultado que en todos los casos cumple excepto en el caso de las derivas inelásticas en el sentido Y por cortante estático, ya que los

espectros de la NEC-2015 y el determinista sobrepasan el límite permisible que es el 2% (0.02) con 36% y 39% adicional, respectivamente.

Tabla 29: Derivas elásticas e inelásticas de la estructura sin reforzar

Carga Sísmica	Δ_{EX}	ΔM_x	% ΔM_x	Comentario
Δ ESTÁTICO				
Sentido X				
NEC-2015	0.002682	0.016092	1.61%	CUMPLE
Determinista	0.002718	0.016308	1.63%	CUMPLE
Sentido Y				
NEC-2015	0.003929	0.023574	2.36%	NO CUMPLE
Determinista	0.003982	0.023892	2.39%	NO CUMPLE
Δ DINÁMICO				
Sentido -X X				
NEC-2015	0.001944	0.011664	1.17%	CUMPLE
Determinista	0.00197	0.01182	1.18%	CUMPLE
Sentido -X Y				
NEC-2015	0.002897	0.017382	1.74%	CUMPLE
Determinista	0.003184	0.019104	1.91%	CUMPLE

Fuente: Romel Gallardo

g) Elementos estructurales.

Para realizar este chequeo se ingresa combinaciones de carga propuestas por la NEC-SE-CG-2015 al Software ETABS, ya que las estructuras se diseñan para que su resistencia pueda soportar las consecuencias de las cargas de crecimiento. Las combinaciones a utilizarse son las siguientes:[38]

- 1.4*D
- 1.2*D + 1.6*L
- 1.2*D + L + E
- 0.9*D + E

En donde:

D = Carga Muerta.

L = Carga Viva.

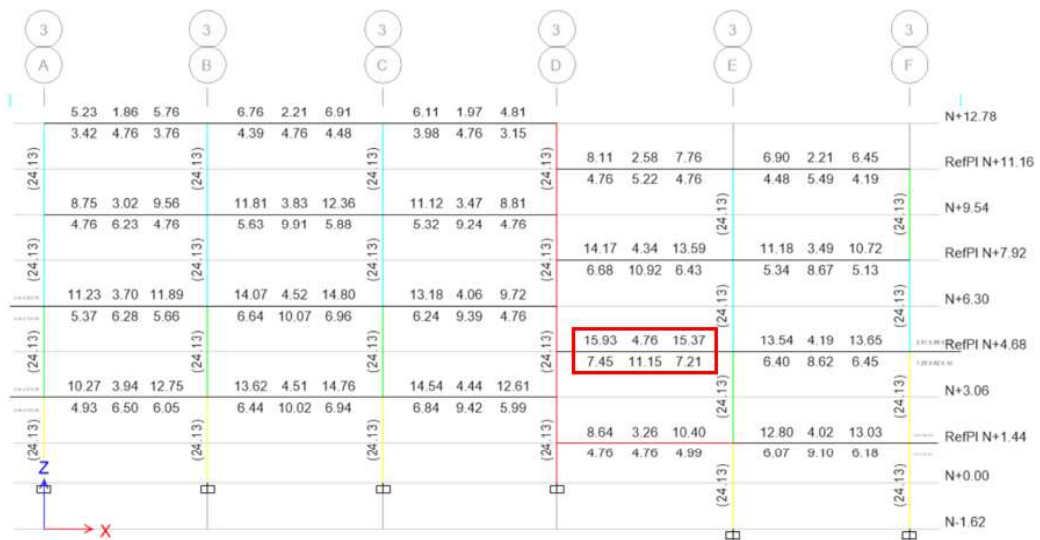
E = Carga Sísmica.

Con las combinaciones de carga mencionadas anteriormente se determina cuál de ellas es la combinación más desfavorable para realizar los chequeos a flexión, corte y torsión para las vigas de la estructura.

- **Flexión:**

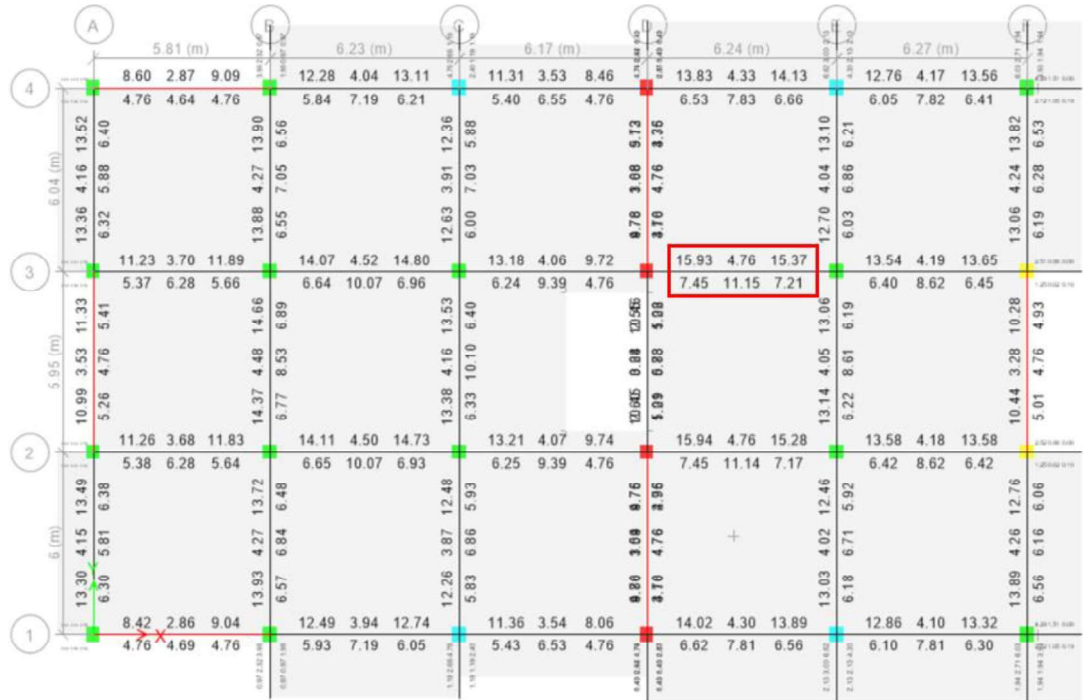
A través de ETABS se determina cual es la cantidad de acero superior e inferior para las vigas del pórtico más demandado, como se presentan en las siguientes figuras:

Figura 74: Acero para vigas en el pórtico más desfavorable eje 3 de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 75: Vista en planta N+6.30 de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Tabla 30: Momento de diseño y refuerzo de flexión para momento de la estructura sin reforzar

	-Momento de Diseño (Tn-m)	+Momento de Diseño (Tn-m)	-Momento de Refuerzo (cm²)	+Momento de Refuerzo (cm²)	Acero de Refuerzo Mínimo (cm²)	Acero de Refuerzo Requerido (cm²)
Superior (+2 ejes)	-19.0996	-----	15.93	0	4.76	15.93
Inferior (-2 ejes)	-----	9.5498	0	7.45	4.76	7.45

Fuente: Software ETABS v16.2.1

La cuantía para la cantidad de acero que requiere la estructura se la calcula a través de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{As}{b*d} \quad \text{Ec 41}$$

$$\rho = \frac{15.93 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 35.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0112 * 100$$

$$\rho = 1.12 \%$$

A continuación, se determinará la cantidad de acero a tracción mínima para la sección de viga de la estructura.

$$A_{S_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad \text{Ec 42}$$

$$A_{S_{min}} = \frac{14}{4200} * 40 * 35.70$$

$$A_{S_{min}} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de la cantidad máxima de acero de tracción de la viga, se determina la cuantía máxima de acero que está en función de la cuantía balanceada, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b \quad \text{Ec 43}$$

A su vez, la cuantía balanceada se encuentra en función a la resistencia a la compresión del hormigón (f'_c), a la resistencia a la fluencia del acero (f_y) y a un factor β_1 que es igual a 0.85 para hormigones con una resistencia a la compresión de hasta 280 Kg/cm².

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y} \quad \text{Ec 44}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6100}{6100 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.0245$$

Reemplazando el valor de la cuantía balanceada en la ecuación 43 se obtiene lo siguiente:

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0245$$

$$\rho_{max} = 0.0122 * 100$$

$$\rho_{max} = 1.22 \%$$

Finalmente se calcula la cantidad máxima de acero para la viga por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d \quad \text{Ec 45}$$

$$A_{s_{max}} = 0.0122 * 40 * 35.70$$

$$A_{s_{max}} = 17.46 \text{ cm}^2$$

Como se puede apreciar en la Tabla 30, la mayor cantidad de acero que requiere la estructura es de 15.93 cm² lo que indica que se encuentra dentro del rango permitido de acero de refuerzo máximo para la sección estructural presente en la edificación.

- **Corte:**

Al igual que en el chequeo a flexión, se obtienen los valores para la viga más demandada.

A continuación, se presenta dos tablas con los resultados proporcionados por ETABS:

Tabla 31: Fuerza y refuerzo de corte de la estructura sin reforzar

Cortante V_{u2} (Tn)	Cortante ΦV_c (Tn)	Cortante ΦV_s (Tn)	Cortante V_p (Tn)	Refuerzo A_v /S (cm²/cm)
17.6811	8.7988	8.8823	6.3744	0.079

Fuente: Software ETABS v16.2.1

A partir de los datos obtenidos se procede a realizar los chequeos a través de ecuaciones que proporciona la norma ACI-318-14, como se presenta a continuación:

$$A_{v \text{ min}} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \\ 3.5 * \frac{b * s}{fy} \end{cases}$$

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{240} * \frac{40 \text{ cm} * 9 \text{ cm}}{4200} = 0.2656 \\ 3.5 * \frac{40 \text{ cm} * 9 \text{ cm}}{4200} = 0.3 \end{cases}$$

De los resultados obtenidos se selecciona el mayor valor, que en este caso es de 0.3, a fin de verificar con la cantidad de refuerzo a corte que proporciona ETABS, como se presenta a continuación:

$$A_{v \text{ requerido}} \geq A_{v \min} \quad \text{Ec 46}$$

$$0.079 < 0.3$$

NO CUMPLE

Finalmente, se obtiene que el acero requerido es menor al acero mínimo por lo que la cantidad de acero que se estimó en el capítulo 2 es la necesaria para la sección estructural, es decir, la cantidad de acero mínimo establecido por la normativa.

- **Torsión:**

Si el valor de la torsión mayorada en la sección es menor al momento de umbral de torsión reducido, se pueden despreciar los efectos de torsión.

$$T_u < \phi T_{th} \quad \text{Ec 47}$$

En donde:

T_u = Torsión mayorada en la sección.

ϕ = Factor de reducción (0.75).

T_{th} = Momento de umbral de torsión.

Tabla 32: Fuerza y refuerzo de torsión de la estructura sin reforzar

Tu (T-m)	ϕT_{th} (T-m)	ϕT_{cr} (T-m)	Área Ao (m ²)	Perímetro ph (m)	Refuerzo At /s (cm ² /cm)	Refuerzo Al (cm ²)
1.0078	0.4929	1.9717	0.0823	1.2444	0	0

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Reemplazando los valores de la Tabla 30 en la ecuación 47 se obtiene lo siguiente:

$$1.0078 T - m > 0.4929 T - m$$

NO CUMPLE

Como se puede observar no cumple la condición, por lo que se debe considerar acero de torsión siempre y cuando lo solicite, sin embargo, al mismo tiempo se puede observar en la Tabla 32 que no se requiere acero de refuerzo longitudinal ni transversal.

Al igual que en el caso de las vigas, se selecciona el pórtico más demandado con la combinación de carga más crítica para realizar los chequeos a flexo compresión y corte para las columnas de la edificación.

- **Flexo compresión:**

Para este chequeo se ha seleccionado el pórtico del eje 4, la columna D4 ya que presenta un color rojo y esto indica que requiere ser analizada. Por tal razón se presentan las siguientes tablas extraídas de ETABS.

Tabla 33: Detalles de la columna de la estructura sin reforzar

Nivel	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N + 3.06	C45X50	3.06	0.5	0.45	0.043

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Tabla 34: Fuerza de diseño axial y momento biaxial para Pu, Mu2, Mu3 de la estructura sin reforzar

Diseño Pu (Tn)	Diseño Mu2 (Tn-m)	Diseño Mu3 (Tn-m)	Mínimo M2 (Tn-m)	Mínimo M3 (Tn-m)	Refuerzo (%)	Relación de Capacidad
69.1348	33.7248	-20.5497	2.0906	1.9869	1.07(O/S #35)	1.641(O/S #35)

Fuente: Software ETABS v16.2.1

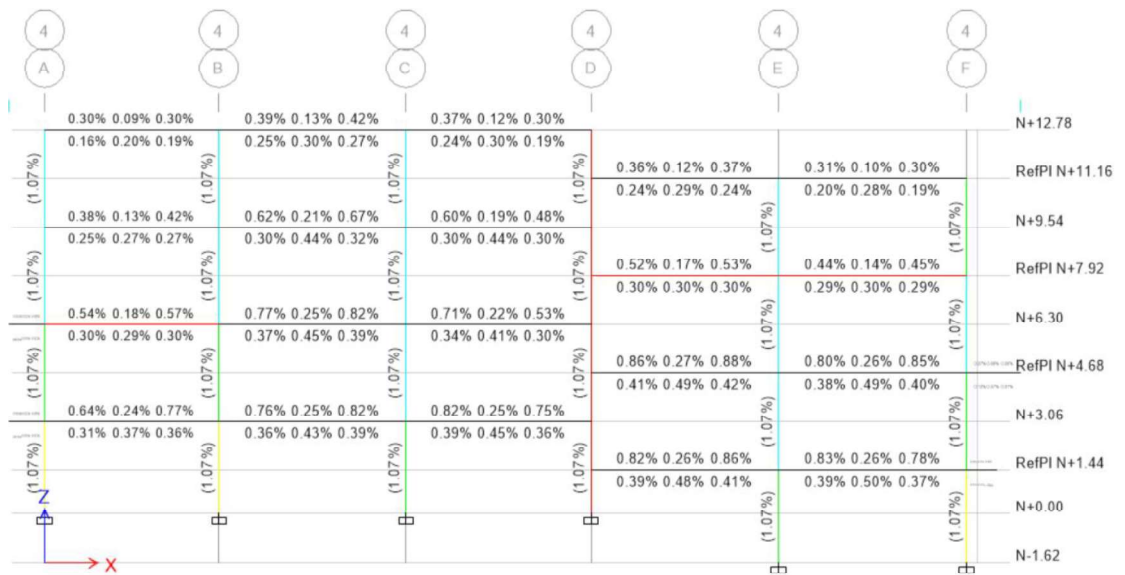
Figura 76: Cantidad de acero en el pórtico más demandado, eje 4 de la estructura de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

En la anterior figura se presenta la cantidad de acero que se ingresó en el Software para las columnas, con un valor de 24.13 cm².

Figura 77: Porcentaje de acero de la estructura de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

En la anterior figura se puede observar que el porcentaje de acero para la columna es de 1.07 %.

Es decir que:

$$\frac{A_s}{b * h} = 0.0107$$

La NEC-SE-HM-2015 establece la cuantía máxima de refuerzo longitudinal, como se indica en la siguiente ecuación:

$$0.01 < \frac{A_s}{b * h} < 0.03 \quad \text{Ec 48}$$

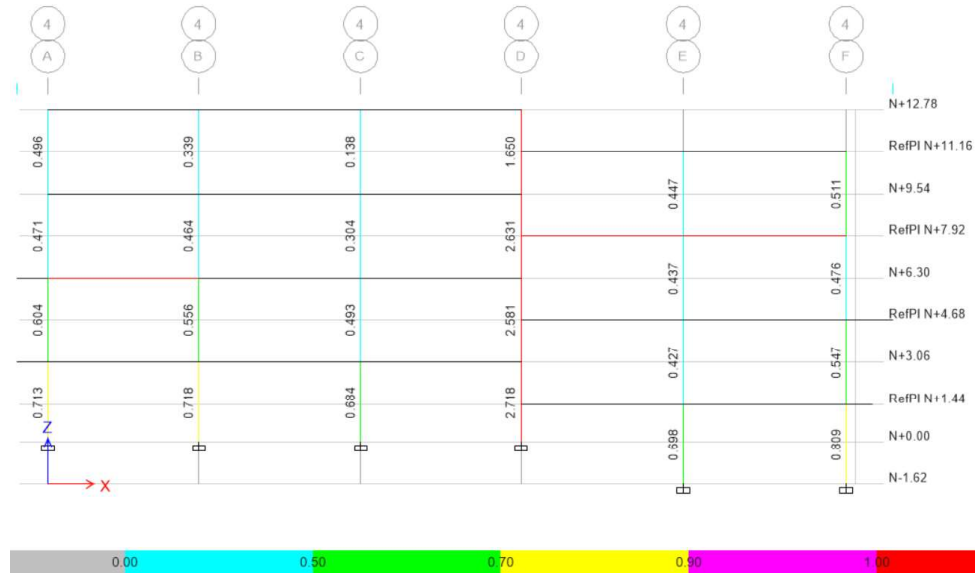
$$0.01 < 0.0107 < 0.03$$

Por ende, se puede observar que el valor obtenido por medio del Software se encuentra en el rango permisible entre 1% y 3%.

A través de ETABS se puede realizar una relación demanda/capacidad para las columnas como se puede observar en la Figura 78, para ello tenemos los datos en la Tabla 34 que tanto en el porcentaje de refuerzo como en la relación de capacidad existe un texto (O/S #35) que significa *over strain* por sus siglas en inglés, lo que expresa que la relación de capacidad excede el límite y existe un sobre esfuerzo en la columna analizada.

El texto mencionado anteriormente (O/S #35) hace referencia a un error por PMM (Relación de Capacidad) que consiste en un gráfico que representa la relación entre la carga que actúa y la carga que resiste el elemento, misma que debe ser menor a la unidad, caso contrario el elemento no es capaz de soportar la carga.[39]

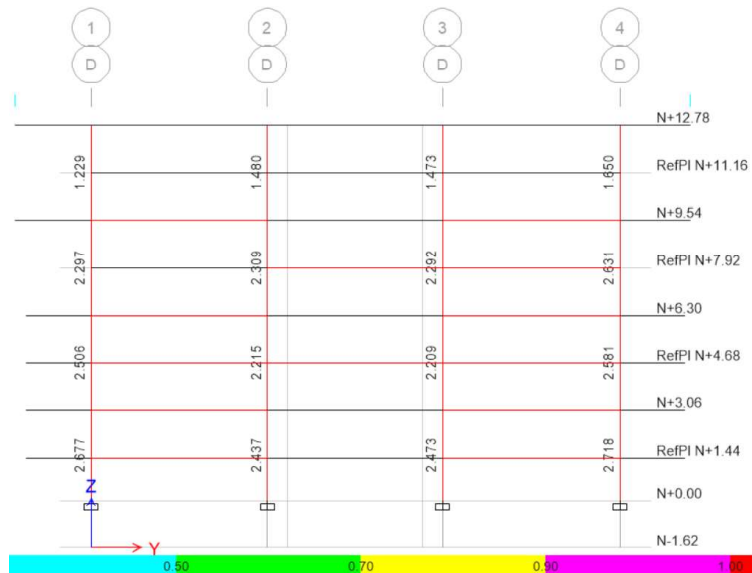
Figura 78: Relación demanda/capacidad, eje 4 de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Como se puede observar en la anterior figura la columna en análisis tiene un valor de 2.718, lo que significa que el elemento no tiene la capacidad para soportar la carga.

Figura 79: Relación demanda/capacidad, eje D de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Al comprobar la demanda/capacidad en las columnas de la estructura se puede observar que todas las columnas que se encuentran en el eje D mantienen un color

rojo, es decir, sobrepasan la unidad. La columna más demandada (D4) necesita casi el triple de su capacidad actual para garantizar un rendimiento óptimo, por tal razón se requiere un reforzamiento.

- **Corte:**

Para el chequeo a corte se procede de la misma forma que con las vigas, a partir de los siguientes datos:

Tabla 35: Diseño a corte para Vu2, Vu3 de la estructura sin reforzar

	Corte Vu (Tn)	Corte ΦVc (Tn)	Corte ΦVs (Tn)	Corte ΦVp (Tn)	Refuerzo Av /s (cm²/cm)
Mayor, Vu2	20.4712	12.2232	8.248	6.3978	0.08
Menor, Vu3	43.2581	12.3523	30.9058	6.0282	0.267

Fuente: Software ETABS v16.2.1

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \\ 3.5 * \frac{b * s}{fy} \end{cases}$$

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{240} * \frac{45 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm}}{4200} = 0.315 \\ 3.5 * \frac{45 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm}}{4200} = 0.356 \end{cases}$$

El mayor valor obtenido de 0.356 se reemplaza en la ecuación 46 y se obtiene lo siguiente:

$$A_{v \text{ requerido}} \geq A_{v \min}$$

$$0.08 < 0.356$$

NO CUMPLE

$$0.267 < 0.356$$

NO CUMPLE

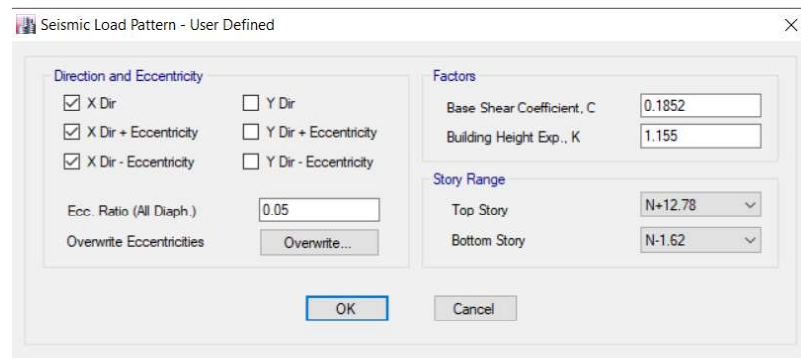
Como se puede observar no se cumple la condición, por lo que el acero a corte mínimo calculado en el capítulo 2 es el necesario para la columna ya que el software solicita una cantidad menor a lo calculado.

3.1.2.2 Análisis Estático No Lineal

Para el análisis no lineal se procederá de igual forma que en el análisis estático lineal, es decir, para el espectro de diseño de la NEC-2015 y el espectro determinista.

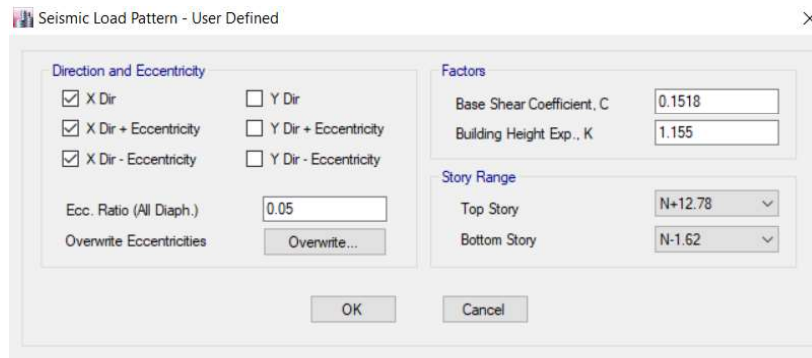
En las siguientes figuras se presenta los valores de los coeficientes de cortante basal al igual que sus respectivos factores k previamente corregidos por el periodo fundamental de la estructura (obtenido a través del software ETABS).

Figura 80: Coeficiente de cortante basal y factor k (corregidos), espectro NEC-2015 de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

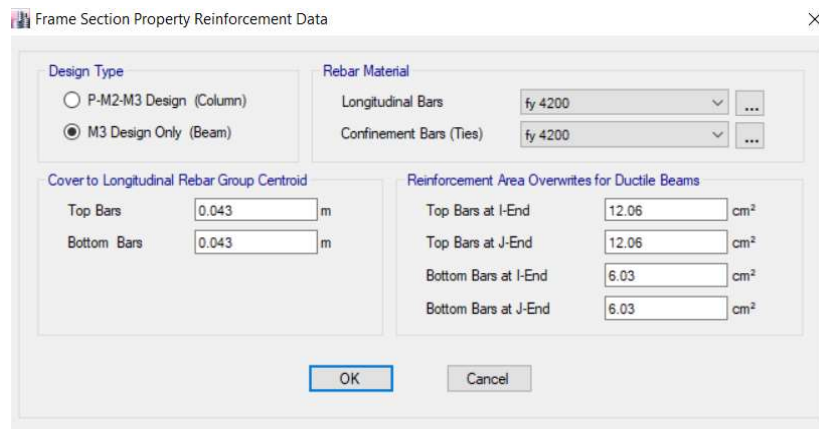
Figura 81: Coeficiente de cortante basal y factor k (corregidos), espectro determinista de la estructura sin reforzar



Fuente: Software ETABS v16.2.1

En las siguientes figuras se presenta tanto el acero que se ingresó para las vigas como para las columnas, cabe recalcar que este acero es el mínimo que se asumió por no disponer del equipo necesario ni de planos estructurales que permitan saber con certeza la cantidad de acero existente en los elementos estructurales.

Figura 82: Acero en vigas de la estructura



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 83: Acero en columnas de la estructura

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: fy 4200
Confinement Bars (Ties): fy 4200

Reinforcement Configuration

Rectangular
 Circular

Confinement Bars

Ties
 Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.025 m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4
Longitudinal Bar Size and Area: 16, 2.01 cm²
Corner Bar Size and Area: 16, 2.01 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.095 m
Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

OK Cancel

Fuente: Software ETABS v16.2.1

A continuación, se crea una carga gravitacional con el 100% de la carga muerta, el 25% de la carga viva y tanto la masa como el caso modal para el caso más crítico.

Figura 84: Carga gravitacional para el análisis estático no lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: C.Grav [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa -X

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	ACM	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal -X

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Se debe crear adicionalmente dos casos de carga cuya función consiste en empujar por medio de una carga a la estructura hasta que llegue a colapsar, las cuales se les ha denominado PUSH-X y PUSH-Y.

Figura 85: Caso de carga PUSH-X para el análisis estático no lineal

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSH-X; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: Masa -X.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: C.Grav.
- Loads Applied:** A table with one row: Load Type: Load Pattern, Load Name: FX, Scale Factor: 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal -X; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: User Defined.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FX	1

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 86: Caso de carga PUSH-Y para el análisis estático no lineal

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

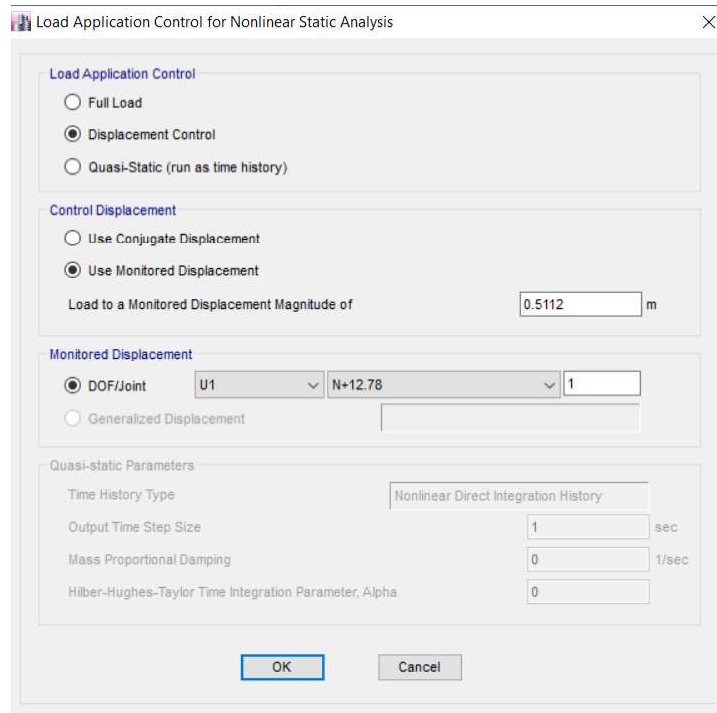
- General:** Load Case Name: PUSH-Y; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: Masa -X.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: C.Grav.
- Loads Applied:** A table with one row: Load Type: Load Pattern, Load Name: FY, Scale Factor: 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal -X; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: User Defined.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FY	1

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Para el control de desplazamiento de la estructura la NEC-2015 establece un máximo del 4% para estructuras de hormigón armado, que se lo realizará en el último piso.

Figura 87: Control de aplicación de carga para el análisis estático no lineal



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Por último, se asigna las rotulas plásticas en las caras de los elementos estructurales, en las siguientes figuras se presenta como se generan las rotulas plásticas de acuerdo a la norma ASCE 41-13 que se especificó en el Capítulo I del presente proyecto.

Figura 88: Datos de asignación de la rótula plástica en vigas

The dialog box 'Auto Hinge Assignment Data' is shown with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), C.Grav (dropdown), V2 (input field), tonf (unit)
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 89: Datos de asignación de la rótula plástica en columnas

The dialog box 'Auto Hinge Assignment Data' is shown with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:** P-M2-M3 (selected)
- P and V Values From:** Case/Combo (selected), C.Grav (dropdown), V2 (input field), tonf (unit), V3 (input field), tonf (unit)
- Concrete Column Failure Condition:** Condition ii - Flexure/Shear (selected)
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:** From Current Design (selected)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)

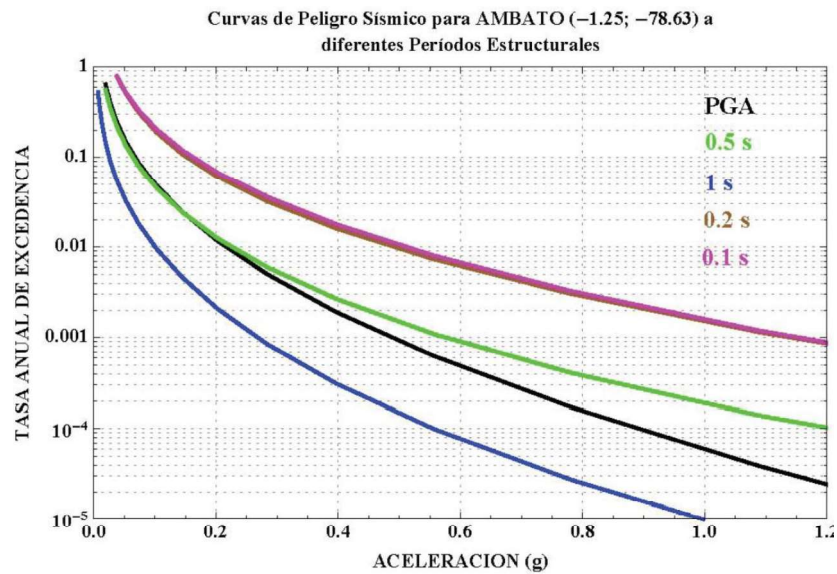
Fuente: Software ETABS v16.2.1

Niveles de amenaza sísmica

Como se especificó en el capítulo 1 del presente proyecto, la norma ecuatoriana establece 4 niveles de sismo entre los que se tiene frecuente, ocasional, raro y muy raro de acuerdo a la probabilidad de excedencia y periodo de retorno.

Para el análisis estático no lineal es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico definidos a través de las curvas de peligro sísmico probabilista que la NEC-SE-DS-2015 proporciona para cada provincia del Ecuador, en el cual el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) se relaciona con un nivel de probabilidad anual de excedencia [12]. Como se indica en la siguiente figura:

Figura 90: Curvas de peligro sísmico para Ambato



Fuente: NEC-SE-DS-2015

A través de las curvas de peligro sísmico se determina el valor del factor de zona Z para cada sismo y al mismo tiempo los factores de sitio para el suelo que en este caso es un suelo tipo D, como se presenta en la siguiente tabla:

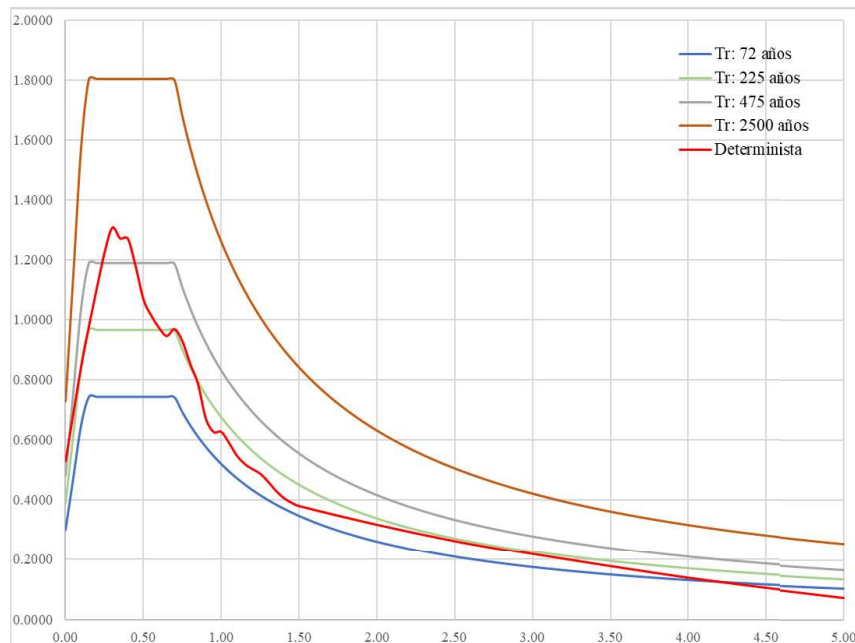
Tabla 36: Parámetros de la NEC-SE-DS-2015 para los espectros de demanda

Sismo	η	Z	Factores de Sitio		
			Fa	Fd	Fs
Frecuente	2.48	0.2	1.50	1.54	1.04
Ocasional	2.48	0.3	1.30	1.36	1.11
Raro (Diseño)	2.48	0.4	1.20	1.19	1.28
Muy Raro	2.48	0.65	1.12	1.11	1.40

Fuente: Romel Gallardo

A continuación, se presenta una figura con los 4 sismos que establece la norma ecuatoriana y adicionalmente el determinista, que son para los cuales se realizará el análisis.

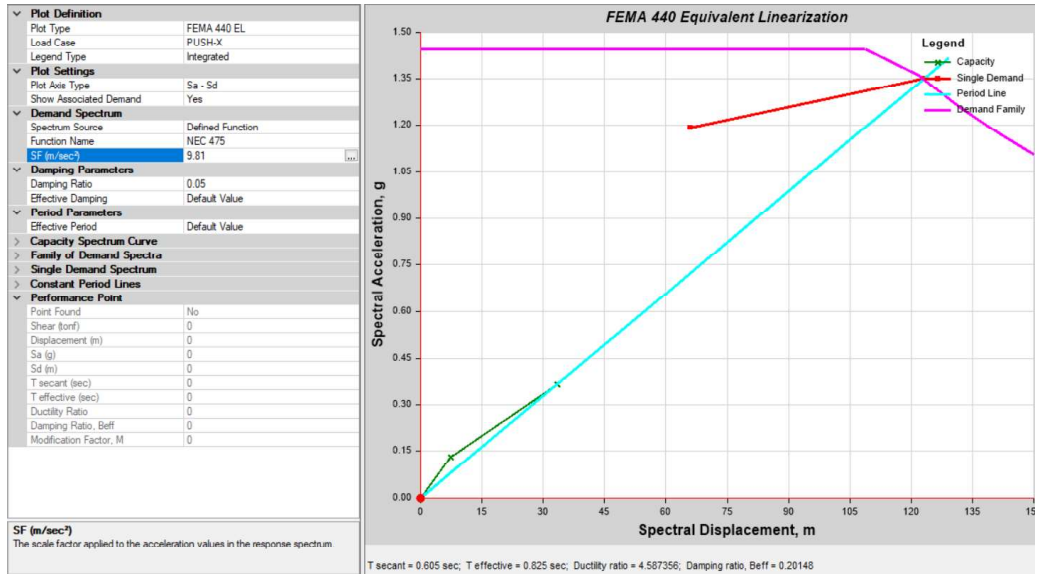
Figura 91: Espectros para análisis estático no lineal



Fuente: Romel Gallardo

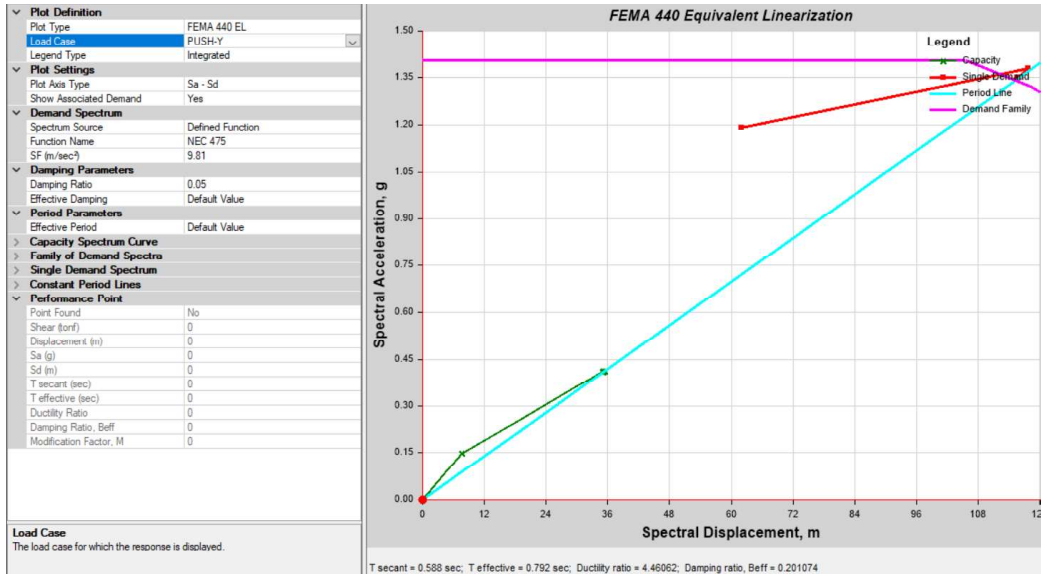
El objetivo fundamental del análisis estático no lineal es encontrar el punto de desempeño de la estructura. En las siguientes figuras se puede observar la curva de capacidad y los espectros.

Figura 92: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido X con espectro NEC-2015



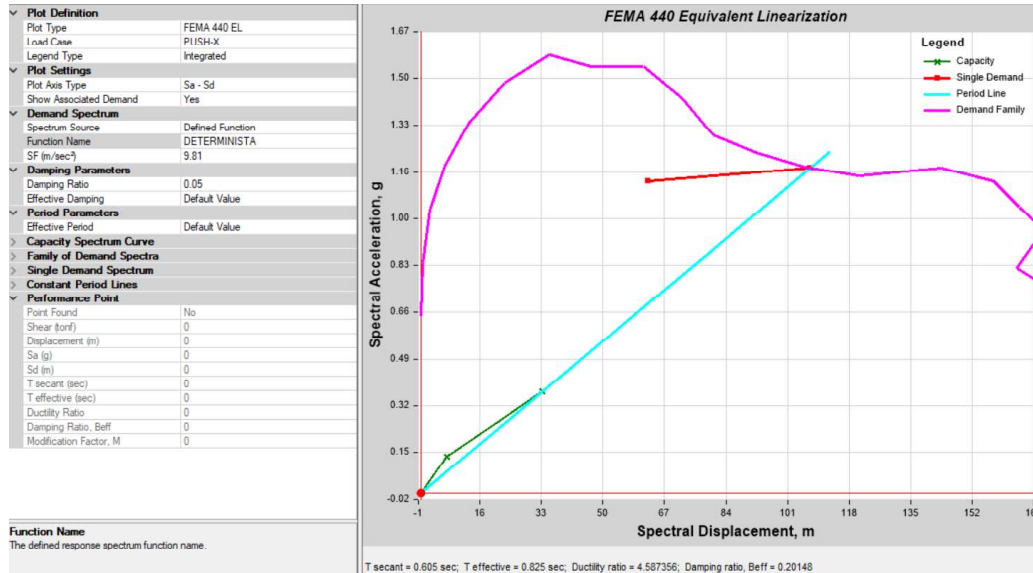
Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 93: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido Y con espectro NEC-2015



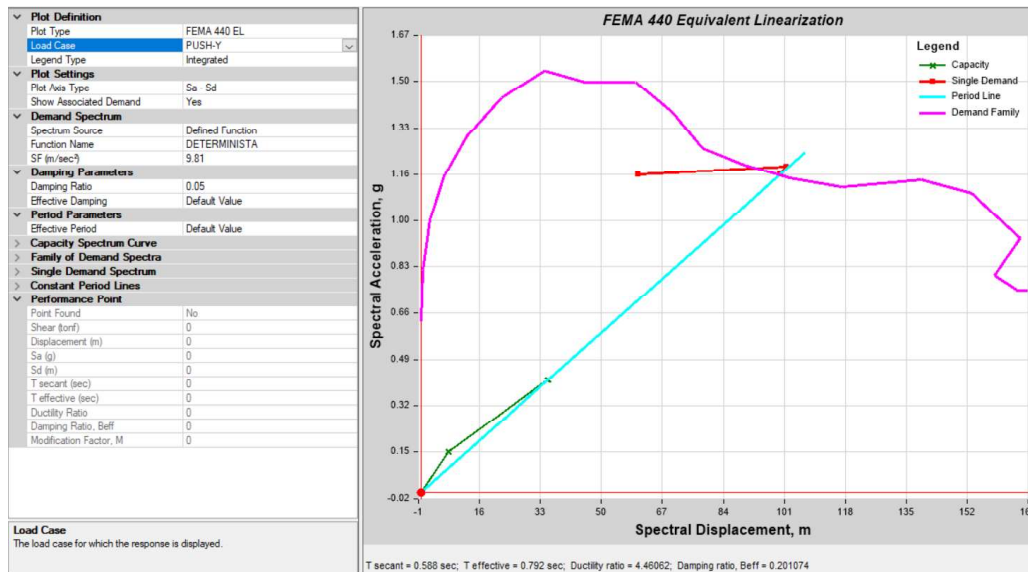
Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 94: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido X con espectro determinista



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 95: Punto de desempeño de la estructura sin reforzar, sentido Y con espectro determinista



Fuente: Software ETABS v16.2.1

De las anteriores figuras se observa que tanto en el espectro de la NEC-2015 como con el espectro determinista la curva de capacidad de la estructura no alcanza a intersectar con cada uno de los espectros lo que significa que la edificación no tiene la capacidad

necesaria debido a las fallas estructurales y al exceso de derivas de piso por lo que se puede producir su colapso,

3.1.3 Reforzamiento

En la presenta estructura analizada se observó que para la cortante estática en sentido Y, la deriva inelástica sobrepasa la deriva máxima especificada por la norma ecuatoriana por lo que se procede a realizar un reforzamiento a nivel global colocando elementos estructurales que permitan reducir las derivas.

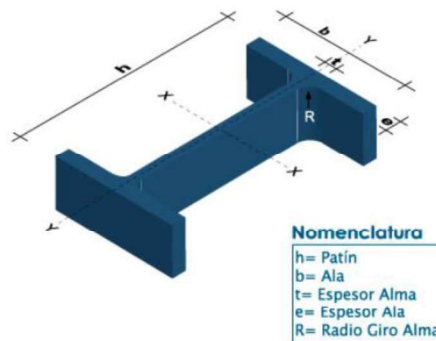
Para ello se hizo un reforzamiento con cruces de San Andrés entre el nivel N+3.06 y N+6.30 con una sección IPE 330 con acero A36 que posee una resistencia a la fluencia de 2530 Kg/cm² ya que con ese tipo de elemento se cumple la demanda axial.

Tabla 37: Dimensiones de la sección IPE 330

SECCIÓN	h (mm)	b (mm)	t (mm)	e (mm)	R (mm)
IPE 330	330	160	7.5	11.5	15

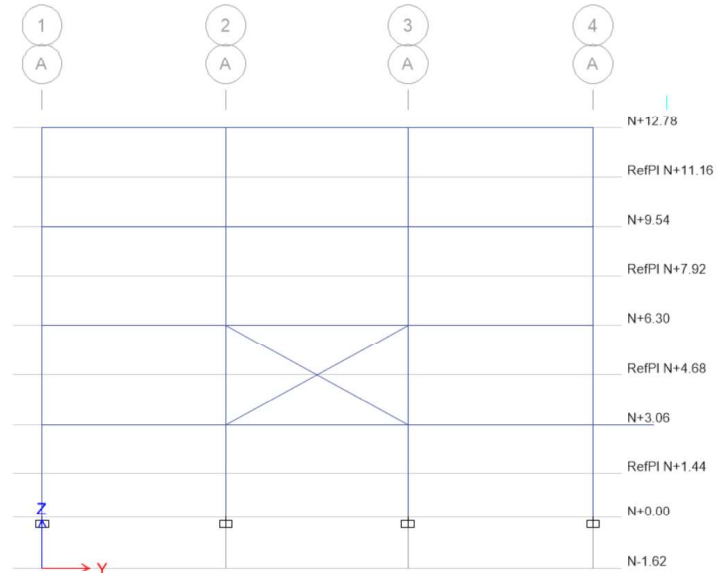
Fuente: Catálogo DIPAC

Figura 96: Perfil de acero IPE



Fuente: Catálogo DIPAC

Figura 97: Vista en elevación eje A con el reforzamiento global



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Posteriormente, se realiza los chequeos de la norma ecuatoriana para verificar si cumplen todos los requisitos.

a) Período de vibración.

La estructura una vez reforzada se ha rigidizado por lo que presenta un período fundamental de vibración de 0.779, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 38: Comparación de los periodos fundamentales de la estructura reforzada

Caso	Modo	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)	Caso	Periodo (seg)
Modal	1	0.779	Modal +X	0.779	Modal -X	0.779	Modal +Y	0.779	Modal -Y	0.779
Modal	2	0.763	Modal +X	0.763	Modal -X	0.763	Modal +Y	0.763	Modal -Y	0.763
Modal	3	0.695	Modal +X	0.695	Modal -X	0.695	Modal +Y	0.695	Modal -Y	0.695
Modal	4	0.646	Modal +X	0.646	Modal -X	0.646	Modal +Y	0.646	Modal -Y	0.645

Modal	5	0.642	Modal +X	0.642	Modal -X	0.641	Modal +Y	0.641	Modal -Y	0.642
Modal	6	0.608	Modal +X	0.608	Modal -X	0.608	Modal +Y	0.609	Modal -Y	0.608
Modal	7	0.589	Modal +X	0.59	Modal -X	0.59	Modal +Y	0.59	Modal -Y	0.589
Modal	8	0.571	Modal +X	0.571	Modal -X	0.571	Modal +Y	0.571	Modal -Y	0.571
Modal	9	0.517	Modal +X	0.526	Modal -X	0.538	Modal +Y	0.539	Modal -Y	0.535
Modal	10	0.512	Modal +X	0.512	Modal -X	0.517	Modal +Y	0.512	Modal -Y	0.517
Modal	11	0.503	Modal +X	0.503	Modal -X	0.503	Modal +Y	0.482	Modal -Y	0.485
Modal	12	0.442	Modal +X	0.434	Modal -X	0.427	Modal +Y	0.442	Modal -Y	0.442
Modal	13	0.426	Modal +X	0.427	Modal -X	0.423	Modal +Y	0.426	Modal -Y	0.427
Modal	14	0.297	Modal +X	0.298	Modal -X	0.297	Modal +Y	0.302	Modal -Y	0.303
Modal	15	0.277	Modal +X	0.289	Modal -X	0.284	Modal +Y	0.277	Modal -Y	0.278
Modal	16	0.228	Modal +X	0.224	Modal -X	0.233	Modal +Y	0.228	Modal -Y	0.23
Modal	17	0.177	Modal +X	0.172	Modal -X	0.171	Modal +Y	0.175	Modal -Y	0.175
Modal	18	0.159	Modal +X	0.159	Modal -X	0.159	Modal +Y	0.158	Modal -Y	0.157
Modal	19	0.144	Modal +X	0.144	Modal -X	0.144	Modal +Y	0.144	Modal -Y	0.144
Modal	20	0.141	Modal +X	0.142	Modal -X	0.135	Modal +Y	0.14	Modal -Y	0.141

Fuente: Software ETABS v16.2.1

$$T_{a_2}(\text{modal}) \leq 1.3 * T_{a_1} \quad \text{Ec 38}$$

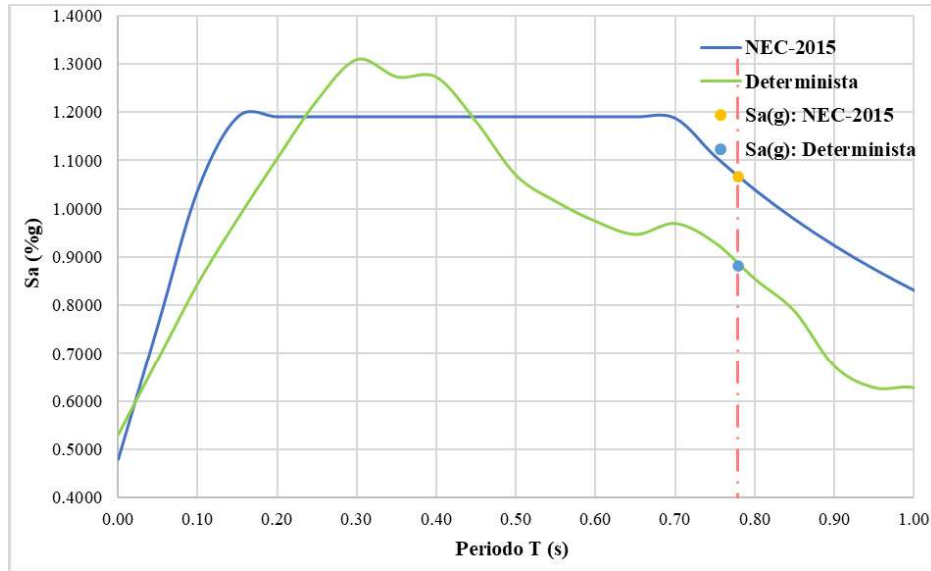
$$0.779 \text{ seg} \leq 0.789 \text{ seg}$$

CUMPLE

b) Recálculo del cortante estático.

Debido a la reducción del período fundamental de la estructura se recalcula el coeficiente de cortante basal y el factor k a partir de la figura que se presenta a continuación:

Figura 98: Aceleraciones espectrales para la corrección de C y k de la estructura reforzada



Fuente: Romel Gallardo

De la figura anterior, se obtienen aceleraciones de 1.0668 g y 0.8857 g para el espectro de la NEC-2015 y el espectro determinista respectivamente. Y se procede a calcular los coeficientes que se ingresan en el software.

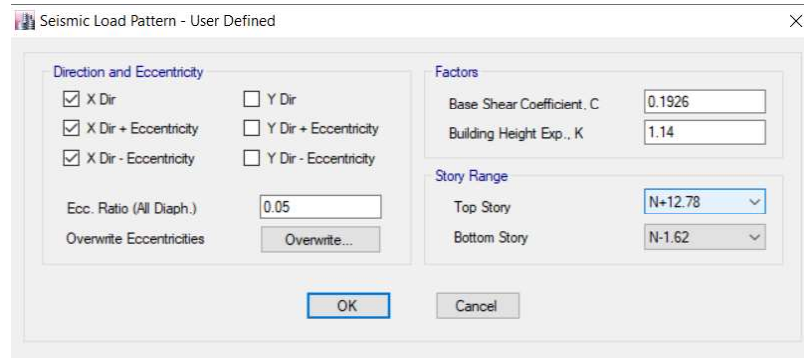
Tabla 39: Corrección del cortante basal y factor k de la estructura reforzada

NEC-2015		DETERMINISTA	
INICIAL		INICIAL	
Ta ₁	0.81	Ta ₁	0.81
C	0.1852	C	0.1518
k	1.155	k	1.155
CORREGIDO		CORREGIDO	
Ta ₂	0.779	Ta ₂	0.779
C	0.1926	C	0.1599
k	1.140	k	1.140

Fuente: Romel Gallardo

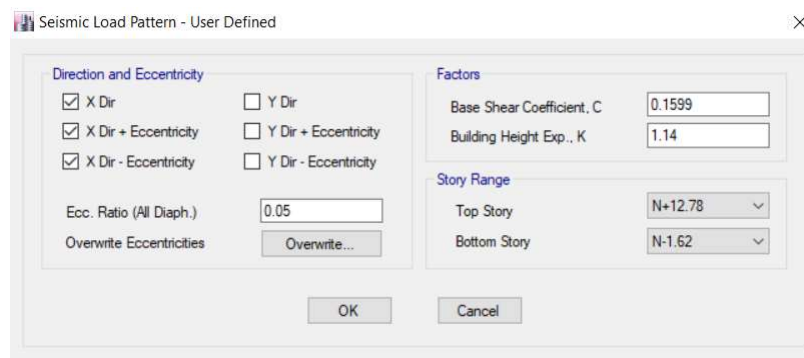
Los valores de 0.1926 y 0.1599 son los que se ingresan en el software como se muestra en la Figura 99 y Figura 100 respectivamente, cabe recalcar que para el período fundamental que tiene la estructura reforzada el espectro más crítico que afecta a la edificación es el determinista.

Figura 99: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro NEC-2015 de la estructura reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 100: Coeficiente de cortante basal y factor k, espectro determinista de la estructura reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

c) Modos de vibración para el análisis dinámico.

Tabla 40: Modos de vibración para análisis dinámico de la estructura reforzada

Modo	Sum UX	Sum UY
NEC-2015		
1	2.88E-05	0
2	2.88E-05	0
3	2.88E-05	0.0001
4	0.0001	0.0003
5	0.0001	0.0007
6	0.0005	0.0007
7	0.0006	0.0014

8	0.0011	0.0016
9	0.0083	0.007
10	0.0244	0.0111
11	0.8316	0.0117
12	0.8317	0.8274
13	0.8319	0.8279
14	0.8389	0.8279
15	0.839	0.8352
16	0.8391	0.8415
17	0.8391	0.8762
18	0.9846	0.8762
19	0.9848	0.8871
20	0.9848	0.9844
DETERMINISTA		
1	2.88E-05	0
2	2.88E-05	0
3	2.88E-05	0.0001
4	0.0001	0.0003
5	0.0001	0.0007
6	0.0005	0.0007
7	0.0006	0.0014
8	0.0011	0.0016
9	0.0083	0.007
10	0.0244	0.0111
11	0.8316	0.0117
12	0.8317	0.8274
13	0.8319	0.8279
14	0.8389	0.8279
15	0.839	0.8352
16	0.8391	0.8415
17	0.8391	0.8762
18	0.9846	0.8762
19	0.9848	0.8871
20	0.9848	0.9844

Fuente: Romel Gallardo

La estructura reforzada presenta una acumulación de masa superior al 90% en el sentido X al décimo octavo modo con un valor de 98.46% y en el sentido Y en el último modo con un valor de 98.44%.

d) Cortante basal Estático vs Dinámico.

Tabla 41: Cortante basal de la estructura reforzada

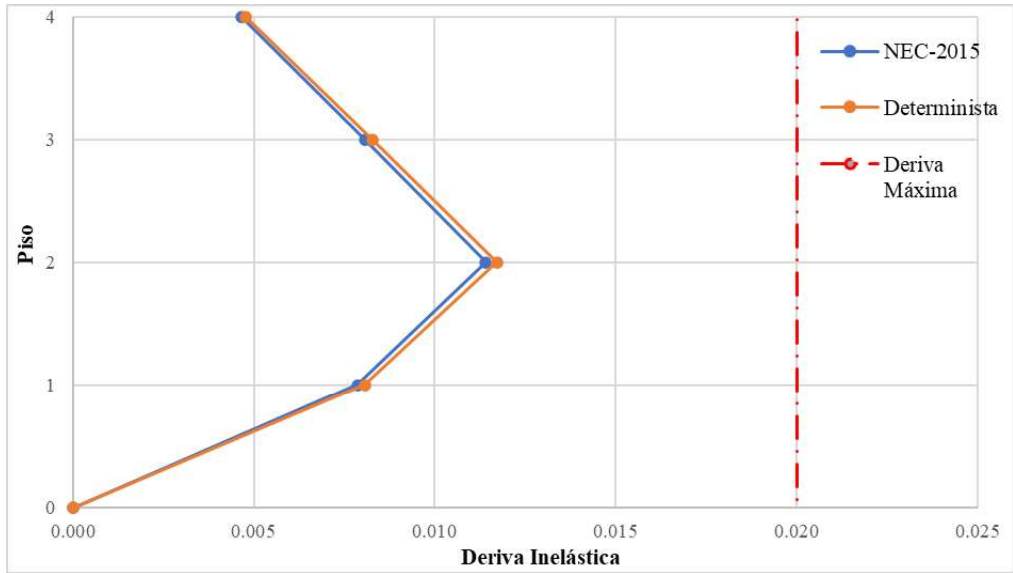
NEC-2015			
Sentido X			
V Estático	307.6	Tn	
V Dinámico	261.46	Tn	
Relación	85.00	%	CUMPLE
Sentido Y			
V Estático	309.15	Tn	
V Dinámico	262.84	Tn	
Relación	85.02	%	CUMPLE
DETERMINISTA			
Sentido X			
V Estático	315.7	Tn	
V Dinámico	268.39	Tn	
Relación	85.01	%	CUMPLE
Sentido Y			
V Estático	317.28	Tn	
V Dinámico	269.73	Tn	
Relación	85.01	%	CUMPLE

Fuente: Romel Gallardo

e) Derivas de piso.

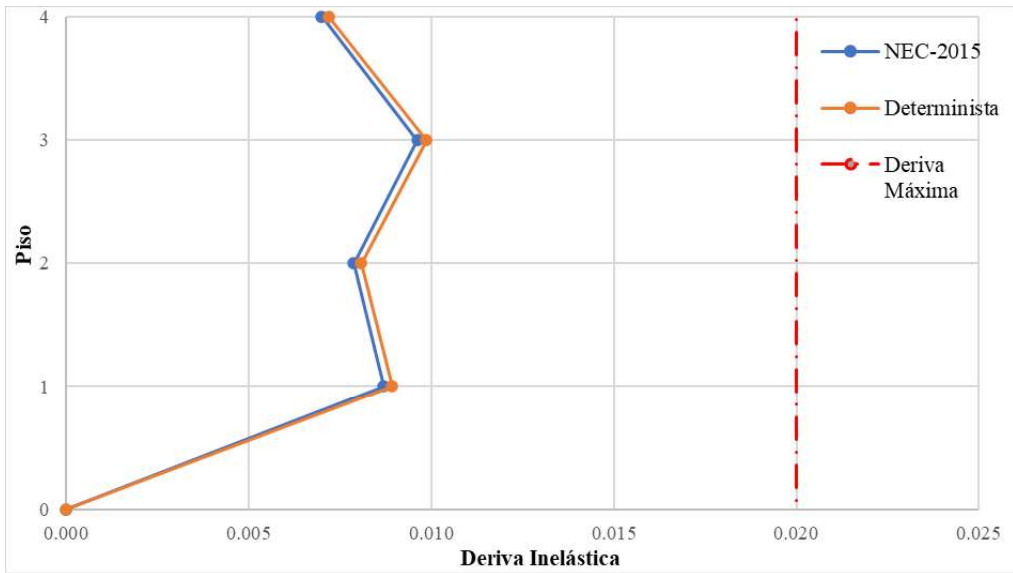
De la misma forma que la estructura sin reforzamiento, se realiza una comparación de las derivas inelásticas que se obtuvieron a través del Software ETABS para los espectros de la NEC-2015 y el Determinista con su deriva máxima permisible (2%), tanto para su cortante estático como para su cortante dinámico en dirección X y en dirección Y de la estructura reforzada. Como se presenta en las siguientes figuras:

Figura 101: Derivas inelásticas en dirección X por cortante estático de la estructura reforzada



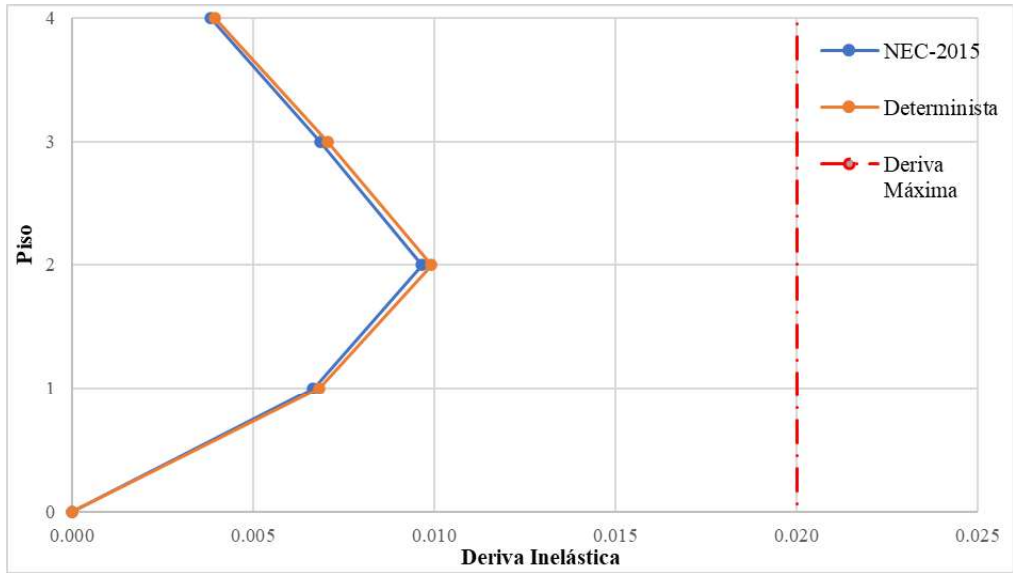
Fuente: Romel Gallardo

Figura 102: Derivas inelásticas en dirección Y por cortante estático de la estructura reforzada



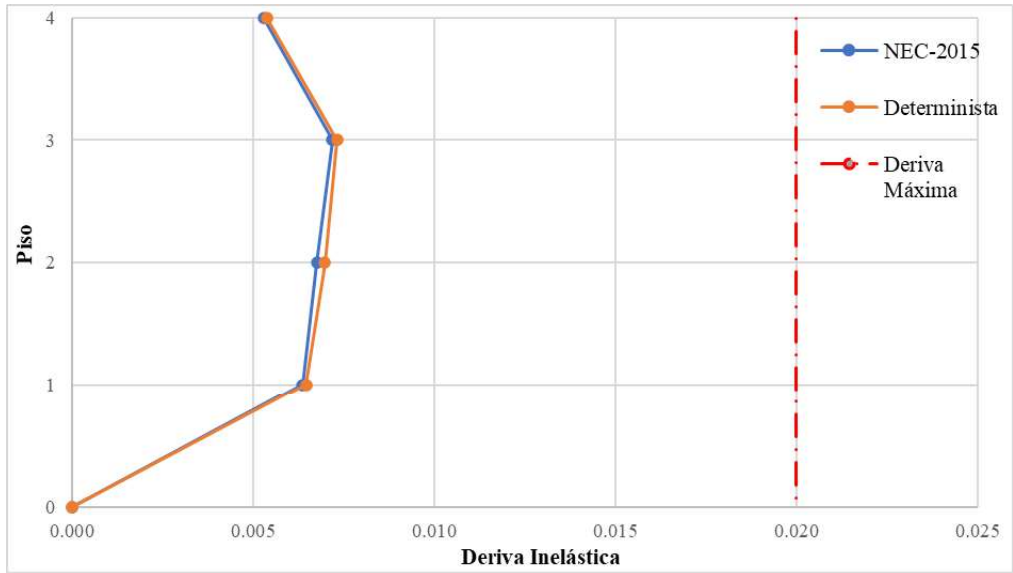
Fuente: Romel Gallardo

Figura 103: Derivas inelásticas en dirección X por cortante dinámico de la estructura reforzada



Fuente: Romel Gallardo

Figura 104: Derivas inelásticas en dirección Y por cortante dinámico de la estructura reforzada



Fuente: Romel Gallardo

Tabla 42: Derivas elásticas e inelásticas de la estructura reforzada

Carga Sísmica	Δ_{EX}	ΔM_x	% ΔM_x	Comentario
Δ Estático				
Sentido X				
NEC-2015	0.001902	0.011412	1.14%	CUMPLE
Determinista	0.001952	0.011712	1.17%	CUMPLE
Sentido Y				
NEC-2015	0.001601	0.009606	0.96%	CUMPLE
Determinista	0.001643	0.009858	0.99%	CUMPLE
Δ Dinámico				
Sentido -X X				
NEC-2015	0.001608	0.009648	0.96%	CUMPLE
Determinista	0.001653	0.009918	0.99%	CUMPLE
Sentido -X Y				
NEC-2015	0.001198	0.007188	0.72%	CUMPLE
Determinista	0.001219	0.007314	0.73%	CUMPLE

Fuente: Romel Gallardo

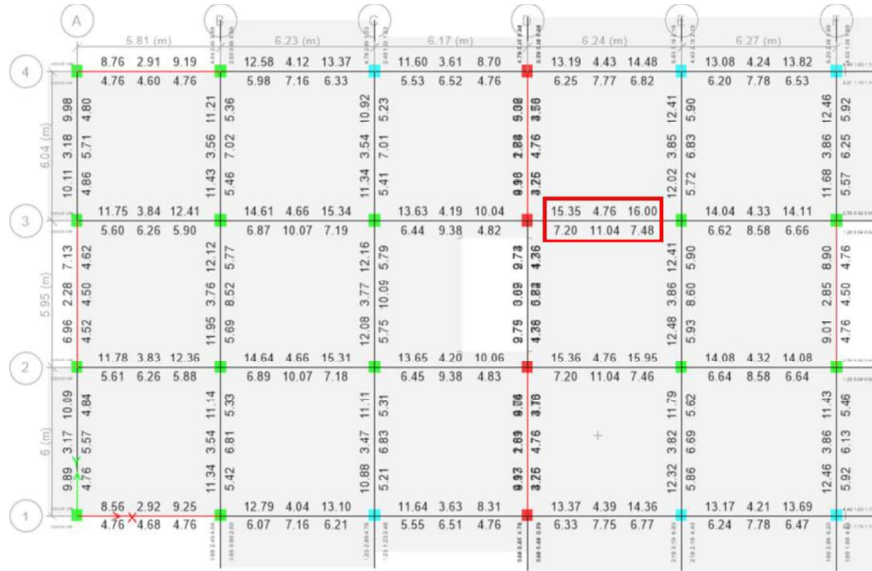
De las figuras y la tabla de resumen se puede observar que las derivas inelásticas obtenidas de ETABS cumplen al ser menores que la deriva máxima permisible que es del 2% para hormigón armado.

h) Elementos estructurales.

- **Flexión:**

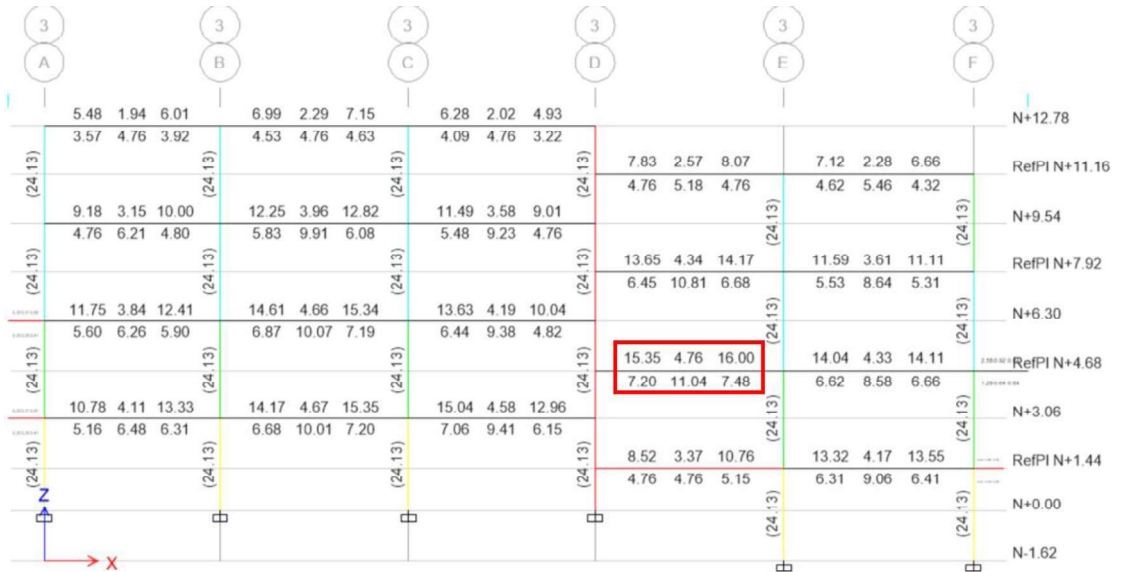
Se procede a verificar por medio del software cual es la cantidad de acero superior e inferior para las vigas más demandadas como se presenta en la siguiente figura:

Figura 105: Acero requerido en vigas, vista en planta N+6.30 de la estructura reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 106: Acero requerido en vigas, vista en elevación eje 3 de la estructura reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Tabla 43: Momento de diseño y refuerzo de flexión para momento de la estructura reforzada

	Momento de Diseño (T-m)	Diseño Pu (T)	-Momento de refuerzo (cm ²)	+Momento de refuerzo (cm ²)	Acero de refuerzo mínimo (cm ²)	Acero de refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2 ejes)	-19.1754	-----	16	0	4.76	16
Inferior (-2 ejes)	-----	9.5877	0	7.48	4.76	7.48

Fuente: Software ETABS v16.2.1

Con los resultados de las anteriores tablas se calcula la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{16 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 35.70 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.0112 * 100$$

$$\rho = 1.12 \%$$

La mayor cantidad de acero que requieren las vigas es de 16 cm² que estaría dentro de la cuantía máxima que es de 17.46 cm² para la sección presente en la edificación.

- **Corte:**

A continuación, se presenta una tabla con los resultados proporcionados por ETABS:

Tabla 44: Fuerza y refuerzo de corte de la estructura reforzada

Cortante Vu2 (T)	Cortante φVc (T)	Cortante φVs (T)	Cortante Vp (T)	Refuerzo Av /S (cm ² /cm)
18.9788	8.7988	10.18	7.42	0.09

Fuente: Software ETABS v16.2.1

A partir de los datos obtenidos se procede a realizar los chequeos a través de ecuaciones que proporciona la norma ACI-318-14, como se presenta a continuación:

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \\ 3.5 * \frac{b * s}{fy} \end{cases}$$

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{240} * \frac{40 \text{ cm} * 9 \text{ cm}}{4200} = 0.266 \\ 3.5 * \frac{40 \text{ cm} * 9 \text{ cm}}{4200} = 0.3 \end{cases}$$

De los resultados obtenidos se selecciona el mayor valor que en este caso es de 0.3 a fin de verificar con la cantidad de refuerzo a corte más crítico obtenido por ETABS, como se presenta a continuación:

$$A_{v \text{ requerido}} \geq A_{v \min} \quad \text{Ec 46}$$

$$0.09 < 0.3$$

NO CUMPLE

Por lo que se puede verificar que el acero mínimo que se calculó por medio de la normativa ecuatoriana es el necesario para el elemento estructural.

- **Torsión:**

Tabla 45: Fuerza y refuerzo de torsión de la estructura reforzada

Tu (T-m)	ϕT_{th} (T-m)	ϕT_{cr} (T-m)	Área Ao (m ²)	Perímetro ph (m)	Refuerzo At /s (cm ² /cm)	Refuerz o Al (cm ²)
0.9442	0.4929	1.9717	0.0823	1.2444	0	0

Fuente: Software ETABS v16.2.1

$$0.9442 T - m > 0.4929 T_n - m$$

NO CUMPLE

Como no se cumple se deberá considerar el acero de torsión, sin embargo, en la Tabla 45 se puede observar que no requiere acero de torsión para la viga más demandada.

- **Flexo compresión:**

Para este chequeo se ha seleccionado el pórtico del eje 4, la columna D4 que al igual que la estructura sin refuerzo presenta un color rojo y esto indica que requiere ser analizada. Por tal razón se presentan las siguientes tablas extraídas de ETABS.

Tabla 46: Detalles de la columna de la estructura reforzada

Nivel	Sección	Longitud (m)	b (m)	h (m)	dc (m)
N+3.06	C 45X50	3.06	0.5	0.45	0.043

Fuente: Software ETABS v16.2.1

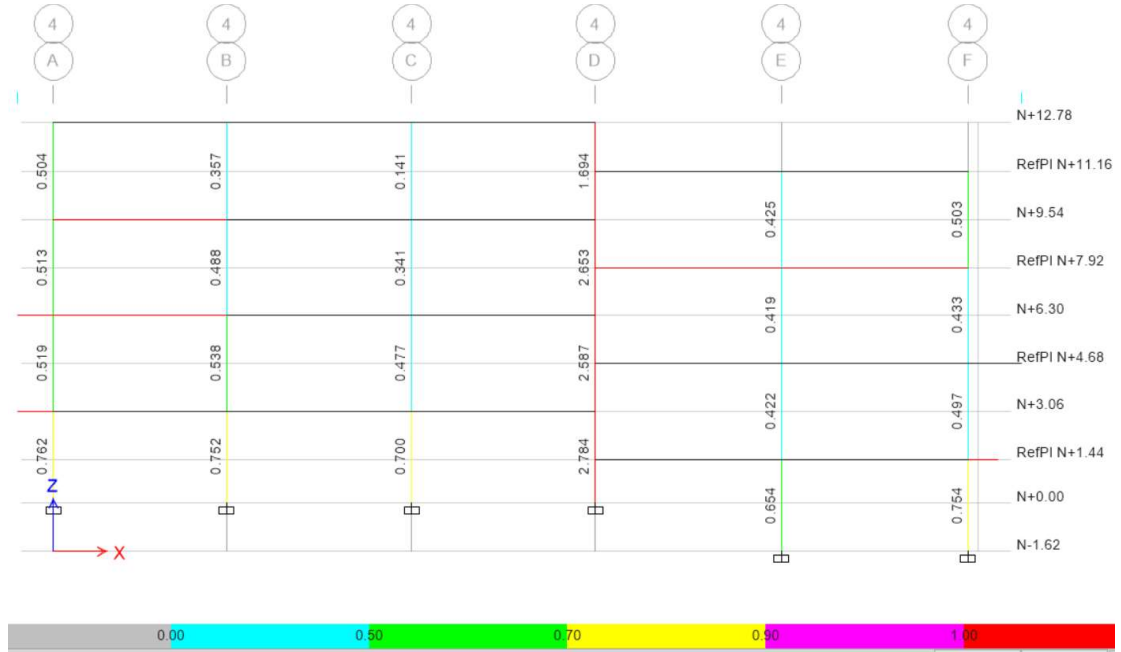
Tabla 47: Fuerza de diseño axial y momento biaxial para Pu, Mu2, Mu3

Diseño Pu (T)	Diseño Mu2 (T-m)	Diseño Mu3 (T-m)	Mínimo M2 (T-m)	Mínimo M3 (T-m)	Refuerzo %	Relación de Capacidad
71.4517	28.5286	-8.6833	2.1607	2.0535	1.07(O/S #35)	1.093(O/S #35)

Fuente: Software ETABS v16.2.1

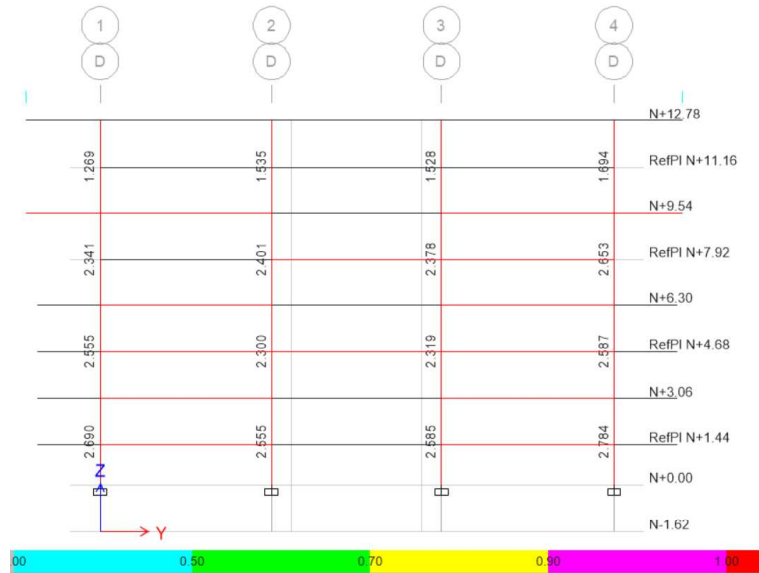
La relación demanda/capacidad de la columna seleccionada se presenta en las siguientes figuras proporcionadas por ETABS.

Figura 107: Relación demanda/capacidad, eje 4 de la estructura reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Figura 108: Relación demanda/capacidad, eje D de la estructura reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

Como se puede observar en las anteriores figuras la columna más crítica tiene un valor de 2.784, lo que significa que el elemento no tiene la capacidad para soportar la carga.

- **Corte:**

Para el chequeo a corte se procede de la misma forma que con las vigas, a partir de los siguientes datos:

Tabla 48: Diseño a corte para Vu2, Vu3 de la estructura reforzada

	Corte Vu (T)	Corte ϕVc (T)	Corte ϕVs (T)	Corte ϕVp (T)	Refuerzo Av /s (cm²/cm)
Mayor, Vu2	8.1516	15.7573	5.3653	8.1516	0.042
Menor, Vu3	35.6261	12.4265	23.1996	14.1426	0.201

Fuente: Software ETABS v16.2.1

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \\ 3.5 * \frac{b * s}{fy} \end{cases}$$

$$A_{v \min} > \begin{cases} 0.2 * \sqrt{240} * \frac{45 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm}}{4200} = 0.315 \\ 3.5 * \frac{45 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm}}{4200} = 0.356 \end{cases}$$

El mayor valor obtenido de 0.356 se reemplaza en la ecuación 46 y se obtiene lo siguiente:

$$A_{v \text{ requerido}} \geq A_{v \min}$$

$$0.042 < 0.356$$

NO CUMPLE

$$0.201 < 0.356$$

NO CUMPLE

Como se puede observar, para el mayor y menor cortante la condición no cumple lo que significa que se debe usar el acero mínimo que se calculó en base a la normativa ecuatoriana.

Las columnas del eje D requieren un refuerzo a nivel de elemento ya que estas columnas presentan un efecto de columna corta por el desnivel que existe en la estructura.

3.1.3.1 Reforzamiento a nivel de elemento

Para el encamisado de acero en columnas existen dos tipos principales:

1. Placas que cubren todo el perímetro del elemento.

Consiste en un encamisado en toda la altura de la columna o un encamisado local que sirven para incrementar el confinamiento en una zona en la que se esperan deformaciones inelásticas o confinar una zona con traslape insuficiente de refuerzo.[40]

2. Armadura de ángulos y soleras

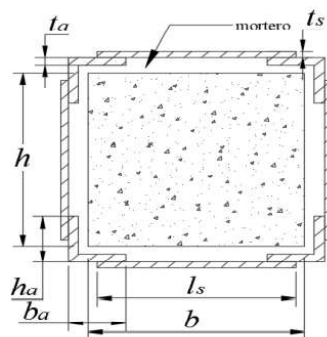
Consiste en colocar ángulos en las esquinas de la sección de la columna y conectarlas mediante soleras metálicas soldadas a los ángulos, relleno con mortero fluido sin contracción el espacio entre el refuerzo y el concreto existente.[40]

Este método incrementa el confinamiento del elemento existente y mejora la capacidad de desplazamiento lateral y su resistencia a corte. En los extremos de la columna se recomienda colocar placas de acero para que se pueda conectar en el encamisado a la columna, viga y losa.[40]

Requisitos geométricos

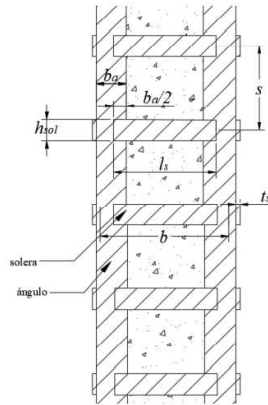
- El área transversal del encamisado no debe ser menor que 0.01 del área de la sección de concreto.
- Las alas de los ángulos deben tener dimensiones entre 1/5 a 1/4 de la dimensión transversal y un espesor máximo (t_a) de 19.1 mm.
- Las soleras se deben colocar paralelamente al eje transversal de la sección.
- El peralte de las soleras (h_{sol}) deberá tener una relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/b_a de tal forma que se encuentren entre 3/4 a 1, h_a y b_a representa a la altura y ancho de la sección transversal del ángulo respectivamente.
- La separación entre las soleras (s) deberá ser menor a la mitad de la altura de la sección original y a su vez la relación entre el peralte y la separación de las soleras deberá estar entre 1/5 a 1/3.
- El espesor máximo de las soleras (t_s) será de 12.7 mm.
- El espesor de la solera será igual al espesor del ángulo restado 3.18mm
- La longitud (l_s) de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo.
- Se deberá colocar placas con un peralte entre 200 mm y 300 mm en los extremos superior e inferior de la columna, anclados al concreto dentro del tercio medio de cada lado de la columna con dos conectores de al menos 15.9 mm de diámetro.[40]

Figura 109: Sección transversal de columna encamisada con ángulos y soleras



Fuente: Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la ciudad de México, 2019.

Figura 110: Columna encamisada con ángulos y solera



Fuente: Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la ciudad de México, 2019.

En la siguiente figura se presenta las columnas que serán reforzadas localmente, ubicadas en el eje D debido a que este eje es el límite con el cambio de nivel que existe en la estructura por lo que se presenta el efecto de columna corta que es la principal falla estructural de la edificación en estudio.

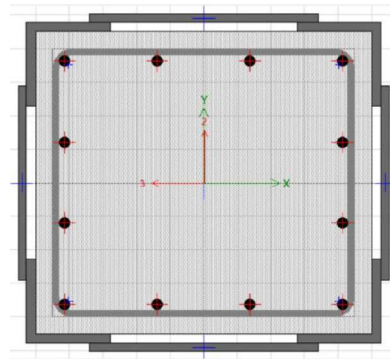
Figura 111: Ubicación de columnas a reforzar



Fuente: Romel Gallardo

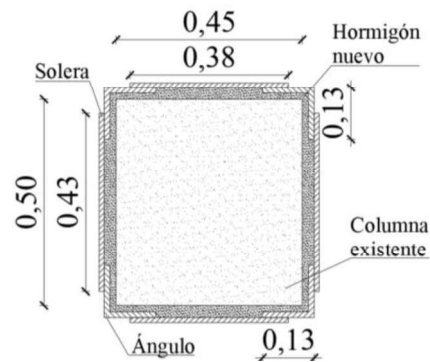
A continuación, se presenta la sección transversal de la columna reforzada con ángulos de 125 mm en cada una de sus alas, con un espesor de 14 mm y de acero A36 que tiene una resistencia a la fluencia de 2530 Kg/cm² y con soleras del mismo acero que los ángulos (A36) con dimensiones de 120 mm de longitud y espesor de 12 mm.

Figura 112: Sección transversal de la columna reforzada



Fuente: Software ETABS v16.2.1

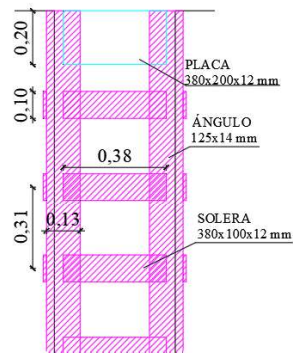
Figura 113: Sección de columna reforzada con medidas



Fuente: Romel Gallardo

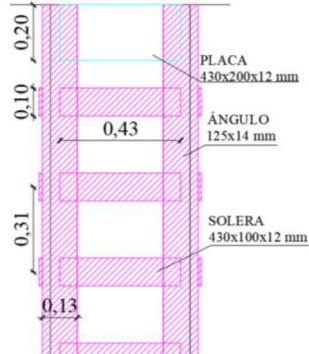
En las siguientes figuras se puede observar la vista longitudinal tanto en X como en Y de la columna reforzada, esto debido a que las columnas de la estructura son rectangulares ya que tienen diferentes dimensiones que es el lo contrario a una columna cuadrada.

Figura 114: Vista longitudinal X-X de la columna reforzada



Fuente: Romel Gallardo

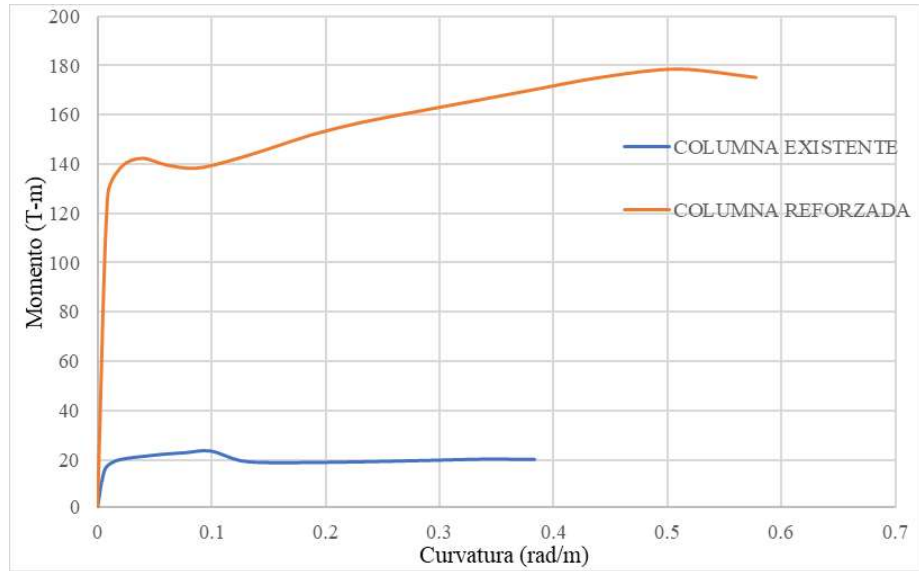
Figura 115: Vista longitudinal Y-Y de la columna reforzada



Fuente: Romel Gallardo

A continuación, se presenta una figura en la que se puede observar el gran incremento de capacidad que existe al reforzar la columna de la edificación con respecto a la sección existente.

Figura 116: Diagrama momento-curvatura de las columnas

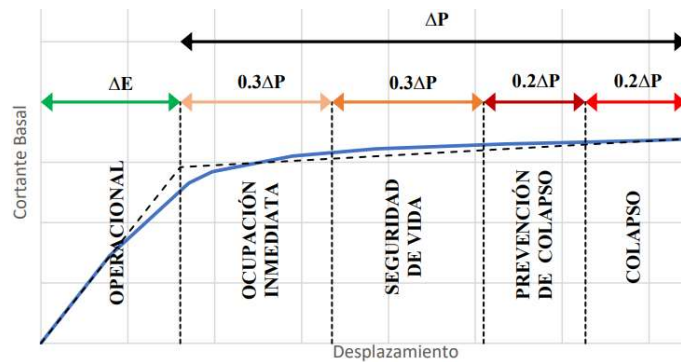


Fuente: Romel Gallardo

3.1.4 Sectorización de la Curva de Capacidad Propuesta por Visión 2000

Para determinar los niveles de desempeño de la estructura analizada Visión 2000 establece límites para un estado operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso y finalmente colapso que se basa en su curva de capacidad que está en función de su cortante basal y desplazamiento. Como se presenta en la siguiente figura:

Figura 117: Sectorización de la curva de capacidad Visión 2000



Fuente: Visión 2000

3.1.5 Verificación del Desempeño Estructural

El análisis del desempeño estructural que presenta la estructura una vez reforzada se lo verifica por medio de los objetivos de rehabilitación que proporciona la NEC-SE-RE-2015 que consiste en niveles de daño tanto estructural como no estructural que las estructuras analizadas deberán cumplir cuando un sismo de diferente periodo de retorno afecta a la estructura.[22]

Figura 118: *Objetivos de rehabilitación*

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

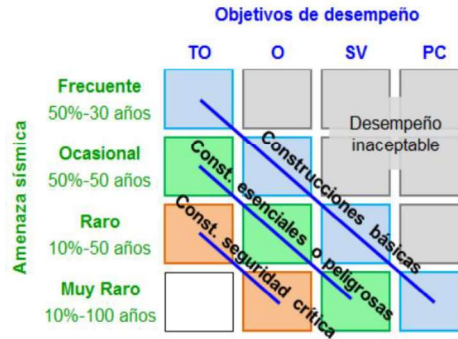
Fuente: NEC-SE-RE-2015

La estructura en análisis al ser una edificación de ocupación especial se deberá rehabilitar para un objetivo limitado (g y l). En otras palabras, la estructura deberá encontrarse en un nivel de seguridad de vida con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años (sismo ocasional) y en un nivel de prevención al colapso al 10% en 50 años (sismo raro) como se presenta en la figura anterior.

Visión 2000 establece otros objetivos de desempeño para una amenaza sísmica frecuente, ocasional, rara y muy rara con un desempeño totalmente operacional (TO),

operacional (O), seguridad de vida (SV) y prevención de colapso (PC) mismos que se detallan en la siguiente figura:

Figura 119: Objetivos de desempeño



Fuente: Visión 2000

3.1.6 Evaluación del Desempeño de la Estructura Reforzada

Se procede a obtener los datos del análisis estático no lineal extraídos del software computacional para interpretar los resultados como se observa en las siguientes tablas en función de los desplazamientos (D) y las cortantes (V) medido en metros y toneladas respectivamente.

Tabla 49: Datos de la curva de capacidad en sentido X de la estructura reforzada

D (m)	V (Tn)
0.000	0.00
0.016	1084.62
0.018	1152.95
0.027	1381.31
0.035	1462.14
0.038	1478.62
0.0425	1490.96
0.0483	1497.53
0.0500	1498.32
0.0511	1499.53
0.053	1500.42
0.054	1501.79
0.056	1502.39
0.057	1503.43
0.058224	1503.65

0.059698	1505.11
0.064972	1508.38
0.066446	1508.68
0.067	1509.02
0.070	1510.40
0.070	1510.67
0.074711	1513.73
0.075934	1513.16
0.077302	1512.84
0.078331	1513.06
0.078812	1514.37
0.079752	1514.39
0.080695	1513.81
0.081246	1514.18

Fuente: Romel Gallardo

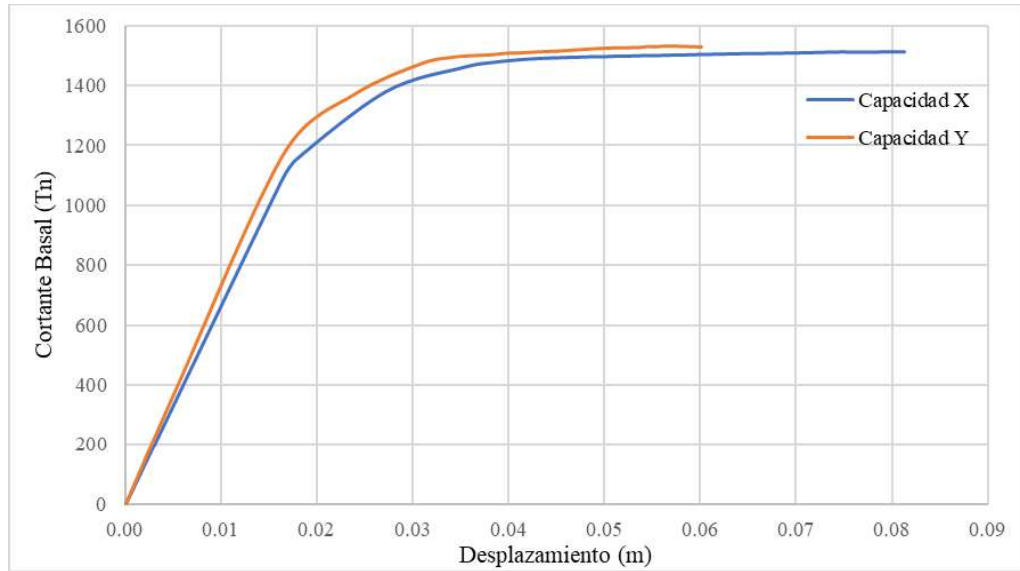
Tabla 50: Datos de la curva de capacidad en sentido Y de la estructura reforzada

D (m)	V (Tn)
0.000	0.00
0.005	390.32
0.017	1175.16
0.024	1369.65
0.031	1473.87
0.034	1493.33
0.0352	1497.31
0.0382	1502.39
0.0399	1507.50
0.0413	1508.67
0.043	1512.40
0.045	1514.65
0.045	1514.90
0.050	1524.15
0.053389	1526.25
0.054539	1529.62
0.055409	1529.24
0.056654	1531.30
0.060	1528.23
0.060	1528.45

Fuente: Romel Gallardo

En la siguiente figura se presenta la curva de capacidad de la estructura reforzada tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Figura 120: Curva de capacidad de la estructura reforzada



Fuente: Romel Gallardo

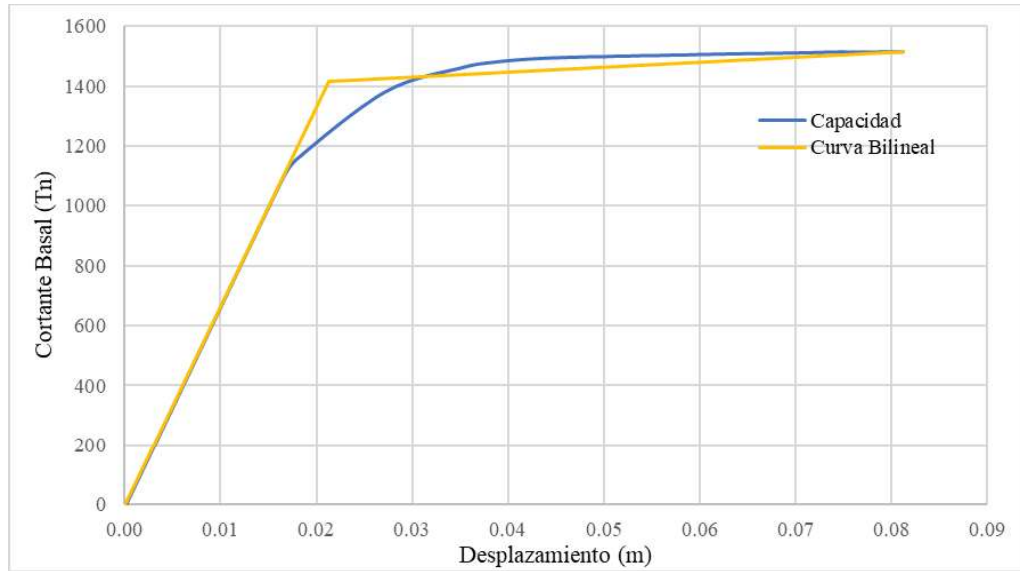
Para la representación bilineal de la curva de capacidad se procede con el método que ha propuesto FEMA 356 el cual se analiza a detalle en el capítulo I. En las siguientes tablas y figuras se pueden observar los datos para graficar la bilinealización equivalente tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Tabla 51: Datos para la curva bilineal, sentido X

Fluencia efectiva	
Dy (m)	Vy (Tn)
0.021	1415.751
Desplazamiento ultimo	
Du (m)	Vu (Tn)
0.081	1514.18
Rigidez lateral efectiva	
Ke (Tn/m)	66467.202
Rigidez lateral inicial	
Ki (Tn/m)	66342.43

Fuente: Romel Gallardo

Figura 121: Curva de capacidad y bilineal, sentido X de la estructura reforzada



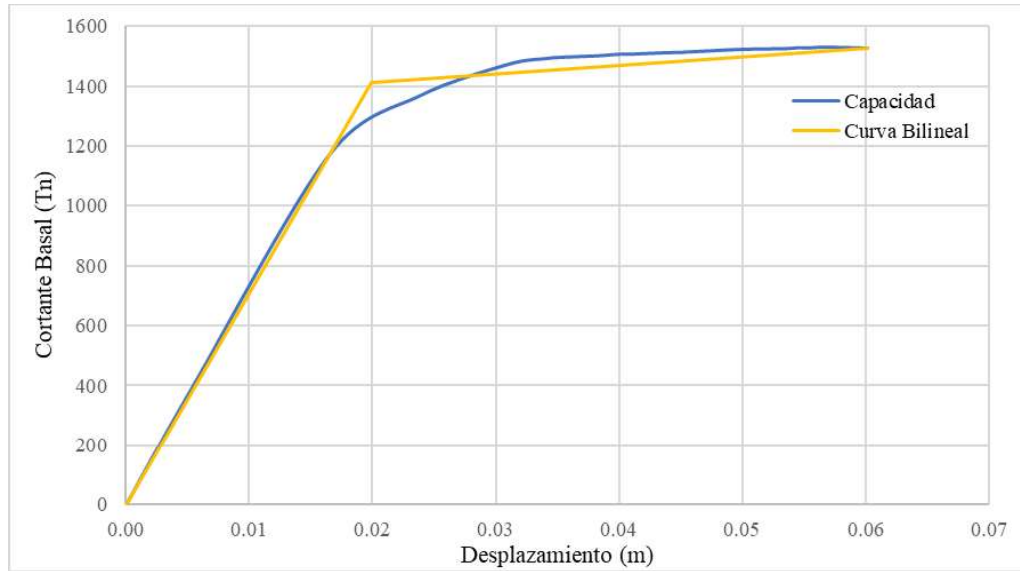
Fuente: Romel Gallardo

Tabla 52: Datos para la curva bilineal, sentido Y

Fluencia efectiva	
Dy (m)	Vy (Tn)
0.020	1413.804
Desplazamiento ultimo	
Du (m)	Vu (Tn)
0.060	1528.45
Rigidez lateral efectiva	
Ke (Tn/m)	71045.42211
Rigidez lateral inicial	
Ki (Tn/m)	72573.75

Fuente: Romel Gallardo

Figura 122: Curva de capacidad y bilineal, sentido Y de la estructura reforzada



Fuente: Romel Gallardo

Después de representar la curva bilineal se procede a establecer los límites de desempeño para la estructura reforzada y verificar si se encuentra dentro de los rangos como específica Visión 2000.

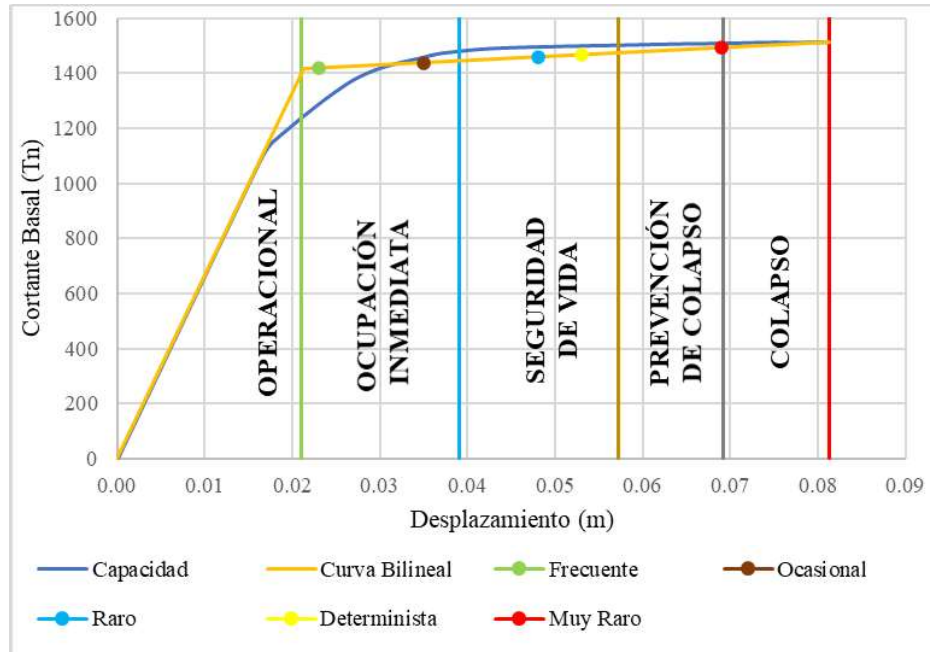
En las tablas 53 y 54 se presentan los datos para cada punto de desempeño para el sismo frecuente, ocasional, raro, determinista y muy raro que se muestran gráficamente en las figuras 123 y 124.

Tabla 53: Puntos de desempeño, sentido X

Sismo	Dd (m)	V (Tn)
Frecuente	0.023	1271.839
Ocasional	0.035	1456.834
Raro	0.048	1496.890
Determinista	0.053	1507.454
Muy raro	0.069	1513.057

Fuente: Romel Gallardo

Figura 123: Verificación del desempeño de la estructura reforzada, sentido X



Fuente: Romel Gallardo

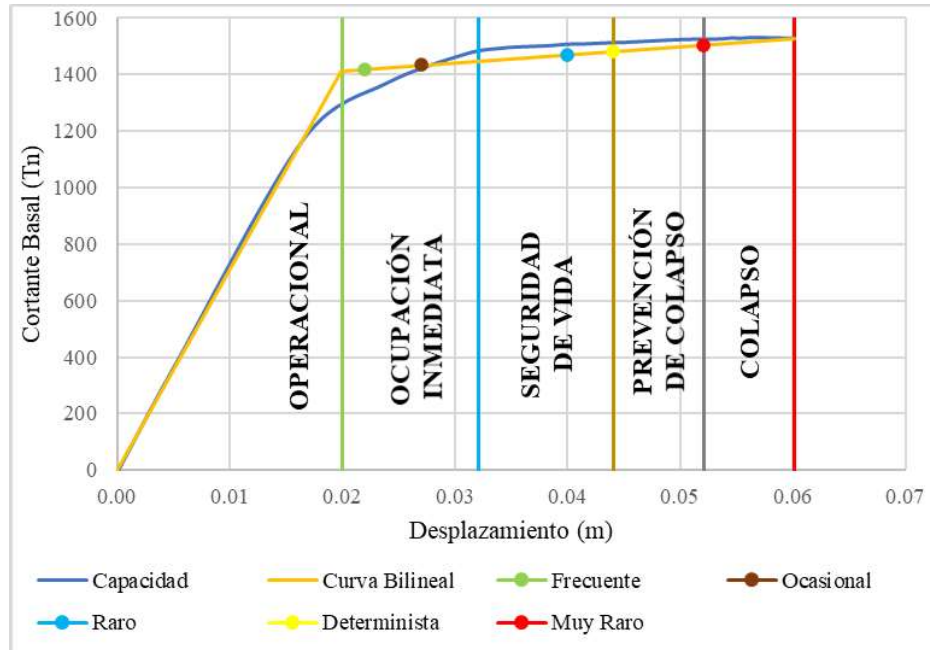
De la figura anterior se puede verificar que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en un estado de ocupación inmediata al igual que para un sismo ocasional, mientras que para un sismo raro (de diseño) y determinista (de diseño) se encuentra en seguridad de vida siendo para este último el caso más desfavorable, finalmente con un sismo muy raro se encuentra en el límite de prevención de colapso.

Tabla 54: Puntos de desempeño, sentido Y

Sismo	Dd (m)	V (Tn)
Frecuente	0.022	1318.935
Ocasional	0.027	1420.188
Raro	0.040	1507.625
Determinista	0.044	1524.882
Muy raro	0.052	1556.435

Fuente: Romel Gallardo

Figura 124: Verificación del desempeño de la estructura reforzada, sentido Y



Fuente: Romel Gallardo

De la anterior figura se puede interpretar que para un sismo frecuente y ocasional la estructura reforzada se sitúa un estado de ocupación inmediata, para un sismo raro (de diseño) se encuentra en seguridad de vida, para el determinista (de diseño) se encuentra al límite de seguridad de vida y finalmente para un sismo muy raro al igual que en el sentido en X, en este sentido se encuentra al borde de prevención de colapso.

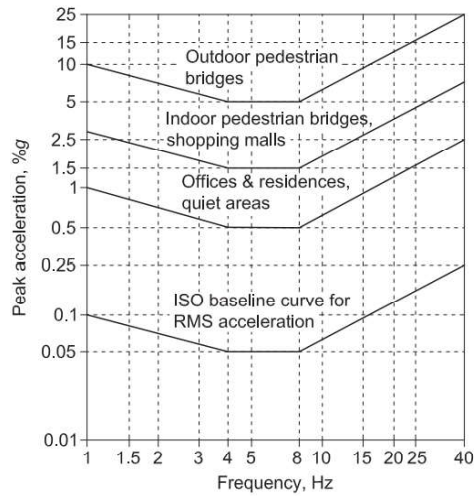
3.1.7 Vibraciones

La respuesta de una persona a un movimiento estructural es un fenómeno complejo ya que requiere determinar la magnitud del movimiento y el entorno que rodea a la persona.[41]

La reacción de las personas ante las vibraciones de alguna estructura depende fundamentalmente de la actividad que realicen, por ejemplo, aquellas personas que se encuentran en oficinas o residencias pueden percibir vibraciones las cuales su aceleración máxima está por encima del 0.5% de la aceleración de la gravedad, mientras que personas que se encuentran en alguna actividad aceptarían vibraciones de 10 a 30 veces mayores, es decir, de 5% a 15% de la aceleración de la gravedad, incluso

más. Estos límites son para frecuencias de vibración entre 4 y 8 Hz (rango de frecuencia de resonancia de los órganos internos humanos), fuera de este rango la gente acepta mayores aceleraciones [41]. Como se presenta en la siguiente figura:

Figura 125: Límites de tolerancia recomendados para la comodidad humana



Fuente: *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity, AISC.*

El parámetro más importante ya sea para la evaluación o diseño de la capacidad con respecto a la vibración de las losas suele ser la frecuencia natural [41], misma que se estima con la siguiente fórmula:

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad \text{Ec 49}$$

En donde:

Δ = Deflexión en la mitad del tramo del miembro con respecto a sus soportes debido al peso soportado, pulg.

g = Aceleración de la gravedad (386 pulg/s²).

Tabla 55: Datos de elementos área de la estructura

Piso	Punto	Combinación	UX (m)	UY (m)	UZ (m)	RX (rad)	RY (rad)	RZ (rad)
N+3.06	3113	1.2D+1.6L	0.000388	0.000057	-0.013778	0.001440	0.003422	-0.000005
N+6.30	2567	1.2D+1.6L	0.000806	0.000149	-0.014552	0.001443	0.003361	-0.000015
N+9.54	2100	1.2D+1.6L	0.000983	0.000239	-0.015074	0.001442	0.003302	-0.000031
N+12.78	1636	1.2D+1.6L	0.001362	0.000422	-0.008735	0.000566	0.001539	-0.000046

Fuente: Software ETABS v16.2.1

A través de la tabla anterior extraída de Etabs se determina la frecuencia natural ya que el software no determina las vibraciones para estructuras de hormigón, sin embargo, al determinar este parámetro de los entrepisos de la estructura se puede estimar su comportamiento.

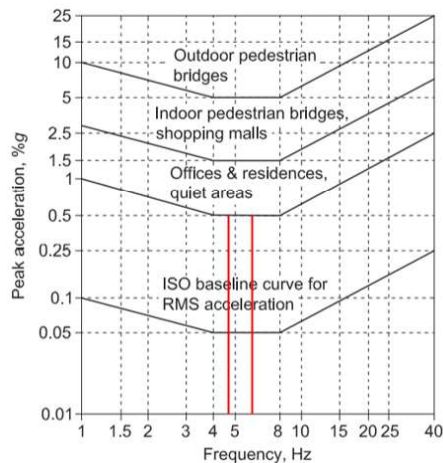
Tabla 56: Frecuencia natural de los entrepisos

Piso	UZ (in)	fn (Hz)
N+3.06	0.54	4.80
N+6.30	0.57	4.67
N+9.54	0.59	4.59
N+12.78	0.34	6.03

Fuente: Romel Gallardo

Una vez calculada la frecuencia para cada entrepiso se compara el resultado con la Figura 126.

Figura 126: Frecuencia natural de entrepisos en los límites para el confort humano



Fuente: Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity, AISC.

Como se puede observar las frecuencias calculadas se encuentran dentro del límite para el confort humano de oficinas y residencias como lo especifica la guía 11 del AISC que trata las vibraciones.

3.2 Verificación de hipótesis

A través del análisis del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial bloque 2 la estructura tanto para el análisis cualitativo como cuantitativo se observa diferentes grados de vulnerabilidad ya que con el método visual rápido (análisis cualitativo) la estructura presenta una vulnerabilidad sísmica media y alta, mientras que con un análisis cuantitativo se comprobó que por el hecho de situarse a diferente nivel del suelo existe un efecto de columna corta lo que afecta considerablemente a la capacidad de la estructura por ende se requiere un reforzamiento a nivel global y local para aumentar su rendimiento ante una posible amenaza sísmica.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Del análisis cualitativo utilizando la metodología FEMA 154, se determinó un puntaje final de 0.3 que corresponde a un valor de S mínimo realizado para un conjunto de casos más desfavorables que puede presentar una estructura al mismo tiempo, obteniendo como resultado que este valor corresponde a una vulnerabilidad sísmica alta.
- Para un análisis cualitativo utilizando la metodología de la NEC 2015, se determinó un puntaje final S con un valor de 2.2 que se ubica entre el rango de 2 a 2,5 correspondiente a una vulnerabilidad sísmica media que presenta la estructura, esta metodología es menos conservadora y severa con respecto a la FEMA 154.
- Del análisis lineal que se realizó, se determinó que el periodo fundamental de vibración de la estructura sin reforzamiento tiene un valor de 0.81 seg mientras que el máximo permisible por la NEC 2015 para esta edificación es de 0.789 seg lo que indica que la estructura es flexible y requiere que se rigidice. De la misma forma el chequeo de derivas indica que la estructura necesita elementos que permitan controlar este parámetro ya que se obtuvo una deriva superior a lo establecido por la norma ecuatoriana (2%) en el sentido Y por el cortante estático con un valor de 2.36 % y 2.39 % correspondientes al espectro establecido por la NEC 2015 y el espectro determinista, respectivamente.
- En el chequeo de los elementos estructurales, para las vigas se determinó una cantidad de acero máxima con un valor de 15.93 cm² correspondiente a una cuantía de 1.12 % que se encuentra dentro los límites de acero mínimo y máximo pertenecientes a la sección de viga con dimensiones de 40 cm de base y 40 cm de altura, con áreas de 4.76 cm² y 17.46 cm² respectivamente. Para las columnas se determinó que el acero mínimo (24.13 cm²) planteado para la sección de 45 cm de base y 50 cm de altura que corresponde a una cuantía de 1.07 % se encuentra dentro del 1 % y 3 % que son sus límites permisibles.

- Se determinó por medio de la relación Demanda/Capacidad de las columnas el eje más demandado de la estructura, siendo este el eje D correspondiente al límite de continuidad que existe en la edificación ya que a partir de este eje el nivel de altura es diferente con respecto a los ejes E y F por lo que se produce el efecto de columna corta y presenta un valor de demanda/capacidad de 2.718 el más crítico (columna D4) indicando que requiere casi el triple de la capacidad actual.
- Del análisis estático no lineal (*Pushover*), se comprobó que la capacidad de la estructura no es suficiente ante una posible amenaza sísmica ya que al evaluarla no se encontró un punto de desempeño sugiriendo que la edificación llega a un posible colapso, esto se debe posiblemente al incumplimiento de la máxima deriva inelástica y a una capacidad de columnas no aceptables.
- Con el reforzamiento de la estructura a nivel global por medio de cruces de San Andrés para controlar el periodo de vibración y las derivas de la edificación se obtuvo un periodo de 0.779 seg cumpliendo con el periodo máximo (0.789 seg) al mismo tiempo se controló las derivas obteniendo cantidades máximas de 1.14 % y 1.17% en el sentido X por cortante estático para los espectros de la NEC 2015 y determinista respectivamente.
- De la estructura reforzada a nivel global se analizó nuevamente la cantidad de acero que el software solicita para las vigas teniendo una cantidad de 16 cm² con el mismo porcentaje de cuantía de acero que para la estructura sin reforzamiento (1.12 %), es decir, se encuentra dentro de los límites permisibles y del mismo modo se realizó un análisis para las columnas de su relación demanda/capacidad obteniendo un ligero aumento de 0.066 correspondiente al 2.4 % de la columna más desfavorable (columna D4), sugiriendo un reforzamiento a nivel de elemento de las columnas del eje D.
- Con el reforzamiento tanto global como local de la estructura, este último realizado a través de un encamisado metálico con armadura de ángulos y soleras, se determinó el desempeño de la edificación ante un sismo frecuente, ocasional, raro (probabilista), raro (determinista) y muy raro tanto para el sentido en X como en Y obteniendo que para un sismo frecuente y ocasional se encuentra en ocupación inmediata, para los sismos raros probabilista y determinista se ubica en seguridad de vida y para el muy raro se encuentra en

el límite de prevención de colapso para los dos sentidos, cumpliendo en mayor medida con los objetivos de desempeño que Visión 2000 establece.

- Se determinó a través de las deflexiones de los entrepisos de la estructura la frecuencia natural de cada una de ellas para verificar el estado de percepción de las vibraciones, teniendo como resultados valores de 4.80, 4.67, 4.59, 6.03 hercios (Hz) para los niveles N+3.06, N+6.30, N+9.54 y N+12.78 respectivamente, que se encuentran dentro del rango de 4 Hz a 8 Hz correspondientes a una comodidad humana para oficinas y residencias.

4.2 Recomendaciones

- Emplear adecuadamente el equipo para los ensayos con el fin de obtener datos coherentes y acertados.
- Realizar una evaluación de todas las estructuras pertenecientes a la Universidad Técnica de Ambato debido a que la mayor cantidad de edificios han sido construidos en años anteriores incluso que la norma vigente en el país lo que sugiere que no se cumplen parámetros que garanticen un adecuado rendimiento.
- El país se encuentra en una zona altamente sísmica por lo que se recomienda además de un diseño adecuado, una fiscalización precisa para todas las construcciones en vista que en el país predominan los sistemas de pórticos de hormigón armado que es el menos recomendado para esta zona.
- Con el avance de la tecnología cada vez surgen nuevos métodos de reforzamiento y se recomienda investigar ya que para algunas estructuras es más favorable unos métodos con respecto a otros dependiendo de las características y uso que se establezca.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] S. U. Khan, M. I. Qureshi, I. A. Rana, and A. Maqsoom, “Seismic vulnerability assessment of building stock of Malakand (Pakistan) using FEMA P-154 method,” *SN Appl. Sci.*, vol. 1, no. 12, 2019, doi: 10.1007/s42452-019-1681-z.
- [2] R. Aguiar and Y. Miele, “Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 213, pp. 257–282, 2016, [Online]. Available: [https://ia601203.us.archive.org/12/items/Articulo11/Artículo 11.pdf](https://ia601203.us.archive.org/12/items/Articulo11/Artículo%2011.pdf).
- [3] M. R. Mahmud, S. Bin Ali, and A. R. Bhuiyan, “SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF PRIMARY SCHOOL BUILDINGS AT SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF PRIMARY SCHOOL BUILDINGS AT CHITTAGONG CITY CORPORATION, BANGLADESH USING FEMA 154,” no. December, 2018.
- [4] J. Morán, “Aplicación de la metodología FEMA 154 para la evaluación de daños estructurales en edificaciones luego de un evento sísmico,” Universidad de Guayaquil, 2016.
- [5] G. Orellana and J. Parra, “Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015),” Universidad de Cuenca, 2017.
- [6] A. Kamali-Asl, “Statistical Quantification of Zanjan City Structures Based on FEMA 154,” *MOJ Civ. Eng.*, vol. 3, no. 2, 2017, doi: 10.15406/mojce.2017.03.00065.
- [7] L. Halder and S. Paul, “Seismic Damage Evaluation of Gravity Load Designed Low Rise RC Building Using Non-linear Static Method,” *Procedia Eng.*, vol. 144, pp. 1373–1380, 2016, doi: 10.1016/j.proeng.2016.05.167.
- [8] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” *Obras y Proy.*, no. 23, pp. 63–77, 2018, doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.
- [9] J. C. Singaicho Armas, “MAPA DE MÁXIMAS INTENSIDADES SÍSMICAS DEL ECUADOR. CRITERIOS ESTRUCTURALES PARA MEJORAR LA ESTIMACIÓN DE INTENSIDADES,” 2009.



- [10] M. Moncayo Theurer, G. Moncayo Velasco, C. Mora, M. Montenegro, and J. Cordova, “Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970,” *Ingeniería*, vol. 21, no. 2, pp. 55–64, 2017.
- [11] M. Moncayo Theurer, J. Vargas Jiménez, G. Moncayo Velasco, and I. Barzola Zambrano, “Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador,” vol. 8, pp. 12–17, 2017, [Online]. Available: <http://revistas.utp.ac.pa/index.php/prisma/article/view/1526>.
- [12] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Peligro sísmico diseño sismo resistente NEC-SE-DS,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, 2015.
- [13] R. Aguiar Falconi and A. Rivas Medina, *Microzonificación Sísmica De Ambato*, Primera. 2018.
- [14] D. F. Páez Moreno and J. H. Hernández Delgadillo, “Metodología para el estudio de la vulnerabilidad estructural de edificaciones,” *Rev. Fac. Ing. UPTC*, vol. 14, no. 19, pp. 78–87, 2005.
- [15] A. H. Barbat and L. Pujades, “Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona,” *SÍSMICA 2004 - 6º Congr. Nac. Sismol. e Eng. Sísmica*, no. 1977, pp. 229–252, 2004, [Online]. Available: [http://civil.uminho.pt/masonry/Publications/Sismica_2004/229-252 Alex Barbat e Lluis Pujades _24 p_.pdf](http://civil.uminho.pt/masonry/Publications/Sismica_2004/229-252_Alex_Barbat_e_Lluis_Pujades_24_p_.pdf).
- [16] M. A. Salgado, G. A. Bernal, L. E. Yamín, and O. D. Cardona, “Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10,” *Rev. Ing.*, vol. unknown, no. 32, pp. 28–37, 2010, doi: 10.16924/riua.v0i32.191.
- [17] S. M. Salvador, “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico,” 2003, [Online]. Available: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/14CAPITULO5.pdf?sequence=14>.
- [18] A. P. Quiroz, J. C. Araiza, and A. Orduña, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos en el estado de Colima por métodos empíricos,” *Soc. Mex. Ing. Sísmica, A.C.*, no. 312, pp. 2–204, 2007.
- [19] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: FEMA 154 and FEMA 155 updates,” *NCEE 2014 - 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. Front. Earthq. Eng.*, no.

- January, 2014, doi: 10.4231/D3M90238V.
- [20] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía Práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. 5, pp. 1–185, 2015.
- [21] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “FEMA 155: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation,” *Fed. Emerg. Manag. Agency*, no. January, 2015, doi: 10.4231/D3M90238V.
- [22] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras NEC-SE-RE,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, 2015.
- [23] M. A. Mora, “Deficiencias , limitaciones , ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal,” vol. 5, no. 9, pp. 59–74, 2006.
- [24] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC*, vol. 440, no. June, p. 392, 2005, [Online]. Available:
<http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Improvement+of+Nonlinear+Static+Seismic+Analysis+Procedures#2%5Cnhttp://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:440,+Improvement+of+n onlinear+static+seismic+analysis+procedures#2>.
- [25] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical stress-strain model for confined concrete,” vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.
- [26] K. Morán Castillo and I. P. Lindao Tomalá, “Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento- Curvatura,” no. 1, 2009.
- [27] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “FEMA 356:Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” *Rehabil. Requir.*, no. 1, pp. 1–518, 2000.
- [28] ASCE/SEI, *ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2013.
- [29] Applied Technology Council, “ATC 40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” *Appl. Technol. Counc.*, vol. 1, p. 334, 1996.

- [30] K. E. Freire Rodríguez, “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO,” 2018.
- [31] J. G. Martínez 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,” p. 53, 2012.
- [32] L. E. Jiménez Moncayo, “ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE 41 APLICADO AL EDIFICIO SANTACRUZ,” Universidad de las Fuerzas Armadas, 2017.
- [33] D. P. Guerrero Cuasapaz, “Evaluación técnica económica del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando diversos tipos de arriostramientos laterales,” Escuela Politécnica Nacional, 2015.
- [34] M. Theurer, “Las fibras de carbono como una alternativa para reforzamiento de estructuras,” *Ingeniería*, vol. 20, no. 1, pp. 57–62, 2016.
- [35] American Society of Testing Materials, “Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete C 805,” *Concrete*, pp. 1–3, 2002.
- [36] C. Martínez Bencardino, *Estadística y Muestreo*. 2012.
- [37] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Estructuras de Hormigón Armado NEC-SE-HM*. 2015.
- [38] M. de D. U. y Vivienda, “Cargas (No Sísmicas) NEC-SE-CG,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, 2015.
- [39] K. A. Castillo Vaamonde and J. L. González Decán, “METODOLOGIA PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL CAMBIO DE USO DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA VIEJA AL EDIFICIO DE OFICINAS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN VENEZOLANAS,” UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO, 2017.
- [40] S. Alcocer and D. Murià, “Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México,” *Secr. Obras y Serv. la Ciudad México*, vol. 1, p. 202, 2019.
- [41] T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar, and D. B. Davis, “Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity - Second Edition,” p. 130, 2016.

ANEXOS

ANEXO A: ENSAYOS DE SUELO

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL 					
ENSAYO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT					
TABLA N° 1					
Cotas (m)	Profundidad (cm)	N° Golpes SPT (Parcial)	N° Golpes SPT Final	N° Golpes SPT Promedio	Longitud de muestra (cm)
-0.55	55	Limpieza	16	47	
-0.7	15	7			
-0.85	15	8			
-1	15	8			16.5
-1.2	20	Limpieza	34		
-1.35	15				
-1.5	15				
-1.7	20				14
-1.85	15	10			
-2	15	24			19.2
-2.2	20	43	71		
-2.35	15	36			
-2.5	15	35			41.2
-2.7	20	22	67		
-2.85	15	33			
-3	15	34			37.5



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
INGENIERÍA CIVIL



ENSAYO: CONTENIDO DE HUMEDAD

TABLA N° 2

POZO N°1 (-1.00 m)

RECIPIENTE N°	07	99
Peso del recipiente	32.8	33
Peso suelo húmedo + recipiente	65.3	61.6
peso suelo seco + recipiente	61.5	58.3
peso del agua	3.8	3.3
peso muestra seca	28.7	25.3
contenido de humedad W%	13.24	13.04
PROMEDIO W%	13.14	

POZO N°1 (-2.00 m)

RECIPIENTE N°	82	42
Peso del recipiente	30.6	31.7
Peso suelo húmedo + recipiente	68	61
peso suelo seco + recipiente	62.8	56.9
peso del agua	5.2	4.1
peso muestra seca	32.2	25.2
contenido de humedad W%	16.15	16.27
PROMEDIO W%	16.21	

POZO N°1 (-2.50 m)



RECIPIENTE N°	04	10
Peso del recipiente	30.6	31.7
Peso suelo húmedo + recipiente	63	65.8
peso suelo seco + recipiente	59.8	62.5
peso del agua	3.2	3.3
peso muestra seca	29.2	30.8
contenido de humedad W%	10.96	10.71

PROMEDIO W%	10.84	
POZO N°1 (-3.00 m)		
RECIPIENTE N°	97	03
Peso del recipiente	33.2	33.4
Peso suelo húmedo + recipiente	108.2	77.8
peso suelo seco + recipiente	99.4	72.5
peso del agua	8.8	5.3
peso muestra seca	66.2	39.1
contenido de humedad W%	13.29	13.55
PROMEDIO W%	13.42	

	UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL	
ENSAYO: GRAVEDAD ESPECÍFICA		
TABLA N° 3		
POZO N°1 (-1.00 m)		
PROCESO	MASA 1 (g)	
Muestra N°	1	
Picnómetro N°	1	
Temperatura de agua y suelo en °C	19	
Recipiente No	3	
Peso del recipiente (gr)	110	
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	160.1	
Peso suelo seco W _s (gr)	50.1	
Peso del Picnómetro	151.9	
Peso picnómetro + agua W _{bw} (gr)	650.2	
W _s + W _{bw} (gr)	700.3	
Picnómetro + agua + suelo sumergido W _{bws} (gr)	679.8	
Desplazamiento del agua W _s + W _{bw} – W _{bws} (gr)	20.5	

Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica Gs	2.440
POZO N°1 (-2.00 m)	
PROCESO	MASA 2 (g)
Muestra N°	2
Picnómetro N°	1
Temperatura de agua y suelo en °C	19
Recipiente No	67
Peso del recipiente (gr)	106
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	159.8
Peso suelo seco Ws (gr)	53.8
Peso del Picnómetro	151.9
Peso picnómetro + agua Wbw (gr)	650.2
Ws + Wbw (gr)	704
Picnómetro + agua + suelo sumergido Wbws (gr)	681.8
Desplazamiento del agua Ws + Wbw – Wbws (gr)	22.2
Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica Gs	2.420
POZO N°1 (-2.50 m)	
PROCESO	MASA 3 (g)
Muestra N°	3
Picnómetro N°	2
Temperatura de agua y suelo en °C	19
Recipiente No	79
Peso del recipiente (gr)	142.3
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	192.6
Peso suelo seco Ws (gr)	50.3
Peso del Picnómetro	163.5
Peso picnómetro + agua Wbw (gr)	661.3
Ws + Wbw (gr)	711.6
Picnómetro + agua + suelo sumergido Wbws (gr)	691.6
Desplazamiento del agua Ws + Wbw – Wbws (gr)	20

Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica Gs	2.511
POZO N°1 (-3.00 m)	
PROCESO	MASA 4 (g)
Muestra N°	4
Picnómetro N°	2
Temperatura de agua y suelo en °C	19
Recipiente No	73
Peso del recipiente (gr)	200.4
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	254.6
Peso suelo seco Ws (gr)	54.2
Peso del Picnómetro	163.5
Peso picnómetro + agua Wbw (gr)	661.3
Ws + Wbw (gr)	715.5
Picnómetro + agua + suelo sumergido Wbws (gr)	693.8
Desplazamiento del agua Ws + Wbw – Wbws (gr)	21.7
Factor de corrección por temperatura: K	0.99841
Gravedad Específica Gs	2.494

		UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO								
		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA								
		INGENIERÍA CIVIL								
ENSAYO: DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO										
TABLA N° 4										
POZO N°1 (-1.00 m)										
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8		
Recipiente N°	14	31	24	202	47	76	0.4A	66		
Peso del recipiente (gr) Wr	11.2	12.8	6.2	10.8	10.9	11.4	11.1	10.9		
Peso de La muestra húmeda + rec (gr) Wm+Wr	18.4	21.3	9.6	15.4	16.3	18	17.8	18.8		

Peso de La muestra seca + rec (gr) W_s+W_r	16.7	19.3	8.9	14.3	15.2	16.7	16.4	17.2
Peso del agua (gr) W_w	1.7	2	0.7	1.1	1.1	1.3	1.4	1.6
Peso de la muestra seca (gr) W_s	5.5	6.5	2.7	3.5	4.3	5.3	5.3	6.3
Contenido de humedad (w%)	30.91	30.77	25.93	31.43	25.58	24.53	26.42	25.40
W% promedio	30.84		28.68		25.05		25.91	
Golpes	12		22		29		33	
Rango de golpes	11-13		21-24		27-29		36-39	
POZO N°1 (-2.00 m)								
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Recipiente N°	60	12	11	42	1	10	16	40
Peso del recipiente (gr) W_r	10.9	11	11.5	11.8	10.7	10.6	11.1	11.1
Peso de La muestra húmeda + rec (gr) W_m+W_r	16.2	14.2	22.7	22.8	17.7	19.7	18	16
Peso de La muestra seca + rec (gr) W_s+W_r	14.9	13.4	19.9	20.1	15.9	17.3	16.3	14.7
Peso del agua (gr) W_w	1.3	0.8	2.8	2.7	1.8	2.4	1.7	1.3
Peso de la muestra seca (gr) W_s	4	2.4	8.4	8.3	5.2	6.7	5.2	3.6
Contenido de humedad (w%)	32.50	33.33	33.33	32.53	34.62	35.82	32.69	36.11
W% promedio	32.92		32.93		35.22		34.40	
Golpes	17		23		27		35	

Rango de golpes	11-13		21-24		27-29		36-39	
POZO N°1 (-2.50 m)								
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Recipiente N°	P2	P4	791	792	78	4	60	33
Peso del recipiente (gr) Wr	10.6	10.7	5.9	15.1	11.5	17.5	6.1	6.1
Peso de La muestra húmeda + rec (gr) Wm+Wr	26.6	27.1	16	29.5	35.8	33	22.7	23.4
Peso de La muestra seca + rec (gr) Ws+Wr	23	23.6	13.8	26.3	30.3	29.5	19.5	20
Peso del agua (gr) Ww	3.6	3.5	2.2	3.2	5.5	3.5	3.2	3.4
Peso de la muestra seca (gr) Ws	12.4	12.9	7.9	11.2	18.8	12	13.4	13.9
Contenido de humedad (w%)	29.03	27.13	27.85	28.57	29.26	29.17	23.88	24.46
W% promedio	28.08		28.21		29.21		24.17	
Golpes	15		25		27		34	
Rango de golpes	11-13		21-24		27-29		36-39	
POZO N°1 (-3.00 m)								
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Recipiente N°	8	28	3A	3B	20	35	3	5
Peso del recipiente (gr) Wr	11.4	11.2	10.8	10.8	6	3.1	10.6	10.7
Peso de La muestra húmeda + rec (gr) Wm+Wr	17.4	16.3	14.7	14.5	9.7	8.5	16.8	17.9

Peso de La muestra seca + rec (gr) W_s+W_r	15.9	15	13.7	13.5	8.9	7.9	15.4	16.2
Peso del agua (gr) W_w	1.5	1.3	1	1	0.8	0.6	1.4	1.7
Peso de la muestra seca (gr) W_s	4.5	3.8	2.9	2.7	2.9	4.8	4.8	5.5
Contenido de humedad (w%)	33.33	34.21	34.48	37.04	27.59	12.50	29.17	30.91
W% promedio	33.77		35.76		20.04		30.04	
Golpes	15		24		29		33	
Rango de golpes	11-13		21-24		27-29		36-39	

		UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL								
		ENSAYO: DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO								
TABLA N° 5										
	POZO N°1 (-1.00 m)				POZO N°1 (-2.00 m)					
Recipiente N°	8	3B	50	7A	12	6E	P6	55		
Peso recipiente	7.5	10.6	6	6	10.6	10.7	10.5	6.2		
Peso muestra húmeda + recipiente	9.2	12.5	7.2	7.6	12	11.9	11.8	8		
Peso muestra seco+ recipiente	8.8	12.1	6.9	7.3	11.7	11.6	11.4	7.5		
Peso agua	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.5		
Peso muestra seca	1.3	1.5	0.9	1.3	1.1	0.9	0.9	1.3		

Contenido de humedad	30.77	26.67	33.33	23.08	27.27	33.33	44.44	38.46
Contenido de humedad promedio	28.46				35.88			
	POZO N°1 (-2.50 m)				POZO N°1 (-3.00 m)			
Recipiente N°	11	9	65	73	200	104	202	2
Peso recipiente	10.7	10.8	6.1	10.7	10.7	10.7	10.7	10.5
Peso muestra húmeda + recipiente	13	12.5	8.1	13.2	11.9	11.5	11.3	11.2
Peso muestra seco+ recipiente	12.5	12.1	7.7	12.6	11.6	11.3	11.2	11.1
Peso agua	0.5	0.4	0.4	0.6	0.3	0.2	0.1	0.1
Peso muestra seca	1.8	1.3	1.6	1.9	0.9	0.6	0.5	0.6
Contenido de humedad	27.78	30.77	25.00	31.58	33.33	33.33	20.00	16.67
Contenido de humedad promedio	28.78				25.83			



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
INGENIERÍA CIVIL



ENSAYO: GRANULOMETRÍA

TABLA N° 6

POZO N°1 (-1.00 m)

TAMIZ	Peso Retenido	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	5.9	5.9	4.48%	95.52%
#40	30	35.9	22.78%	77.22%
#100	35.4	71.3	26.88%	73.12%
#200	55.1	126.4	41.84%	58.16%
FUENTE	76.6	203	58.16%	
TOTAL	203			
Módulo finura	2.29			

POZO N°1 (-2.00 m)

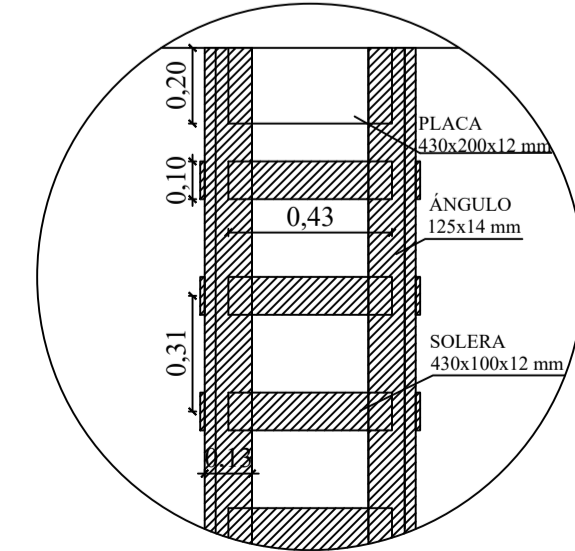
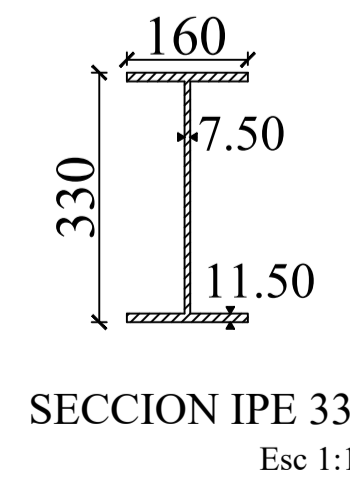
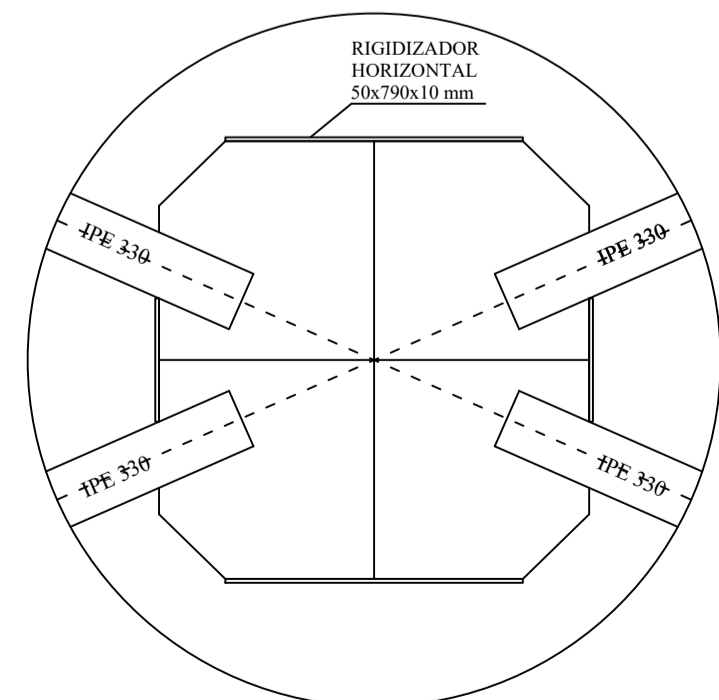
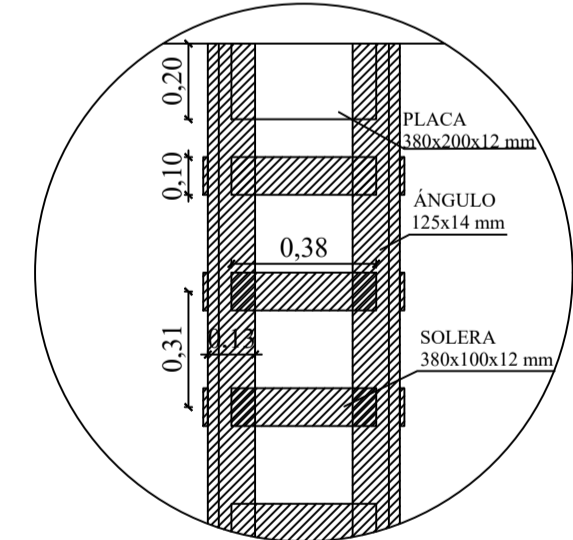
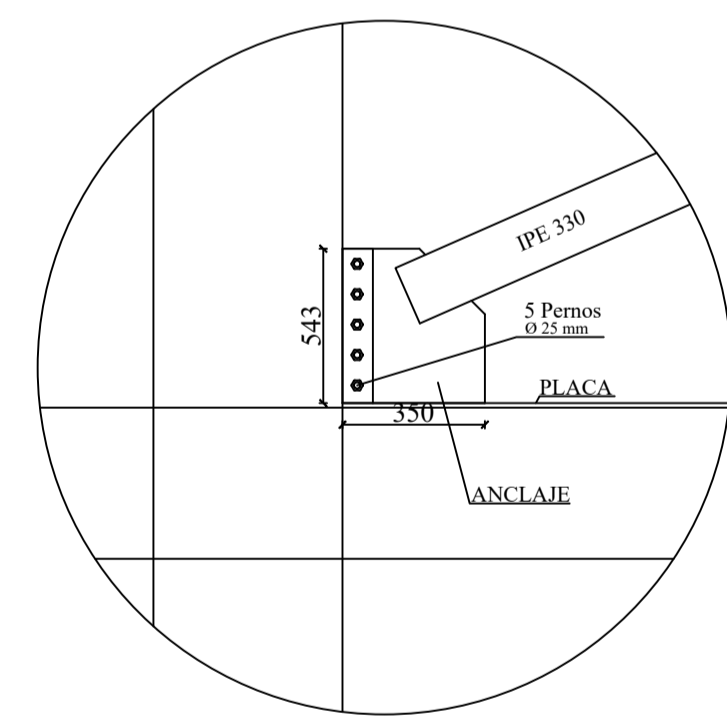
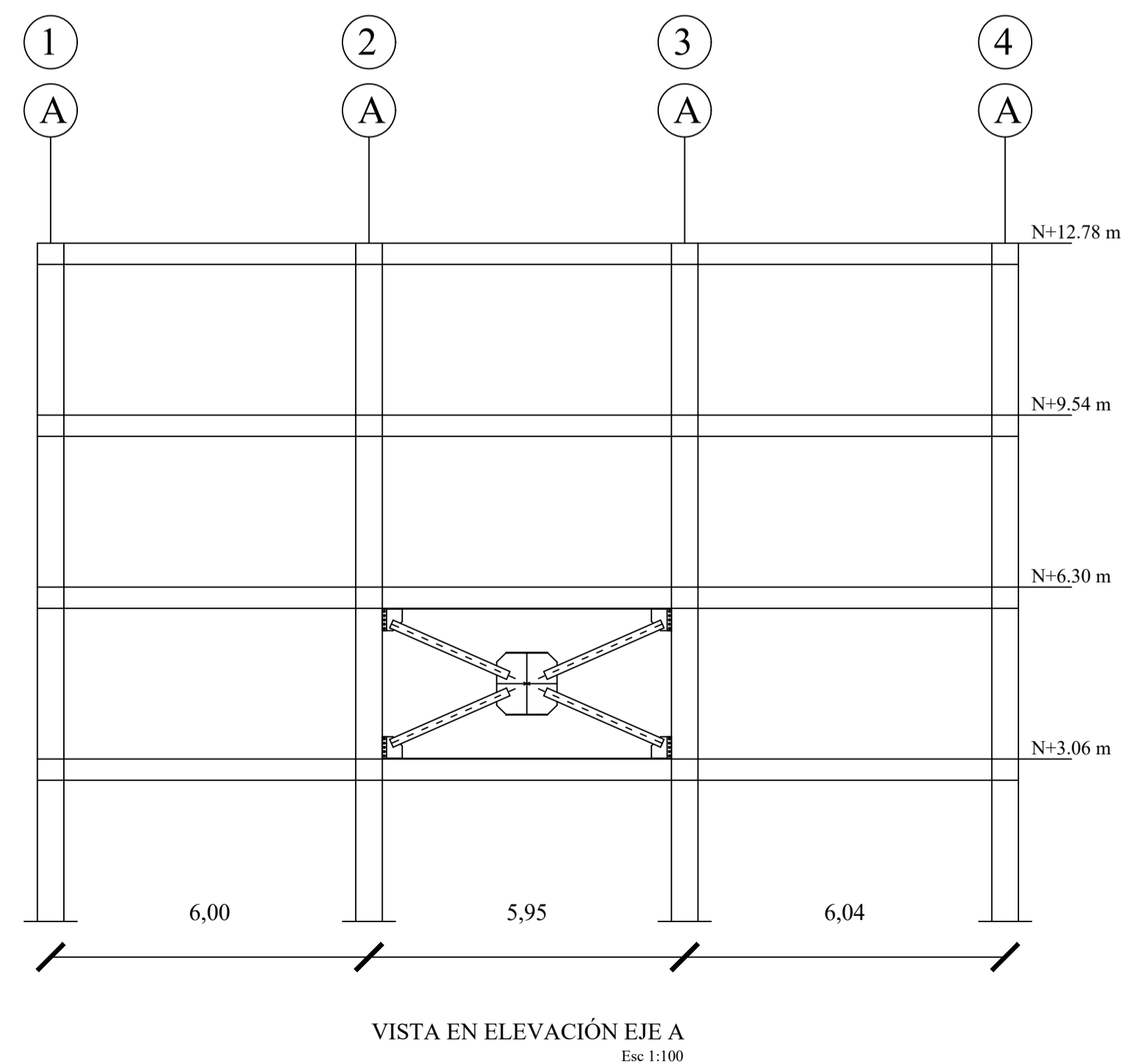
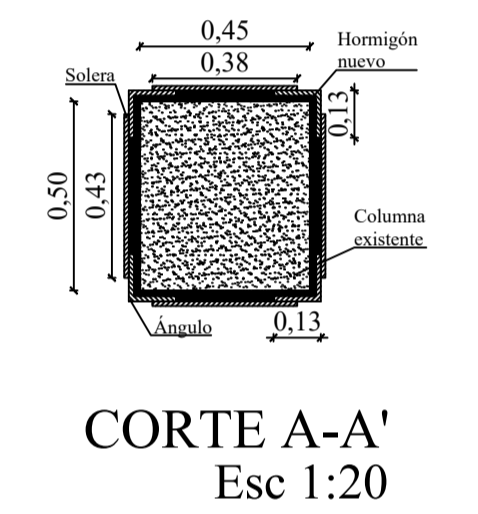
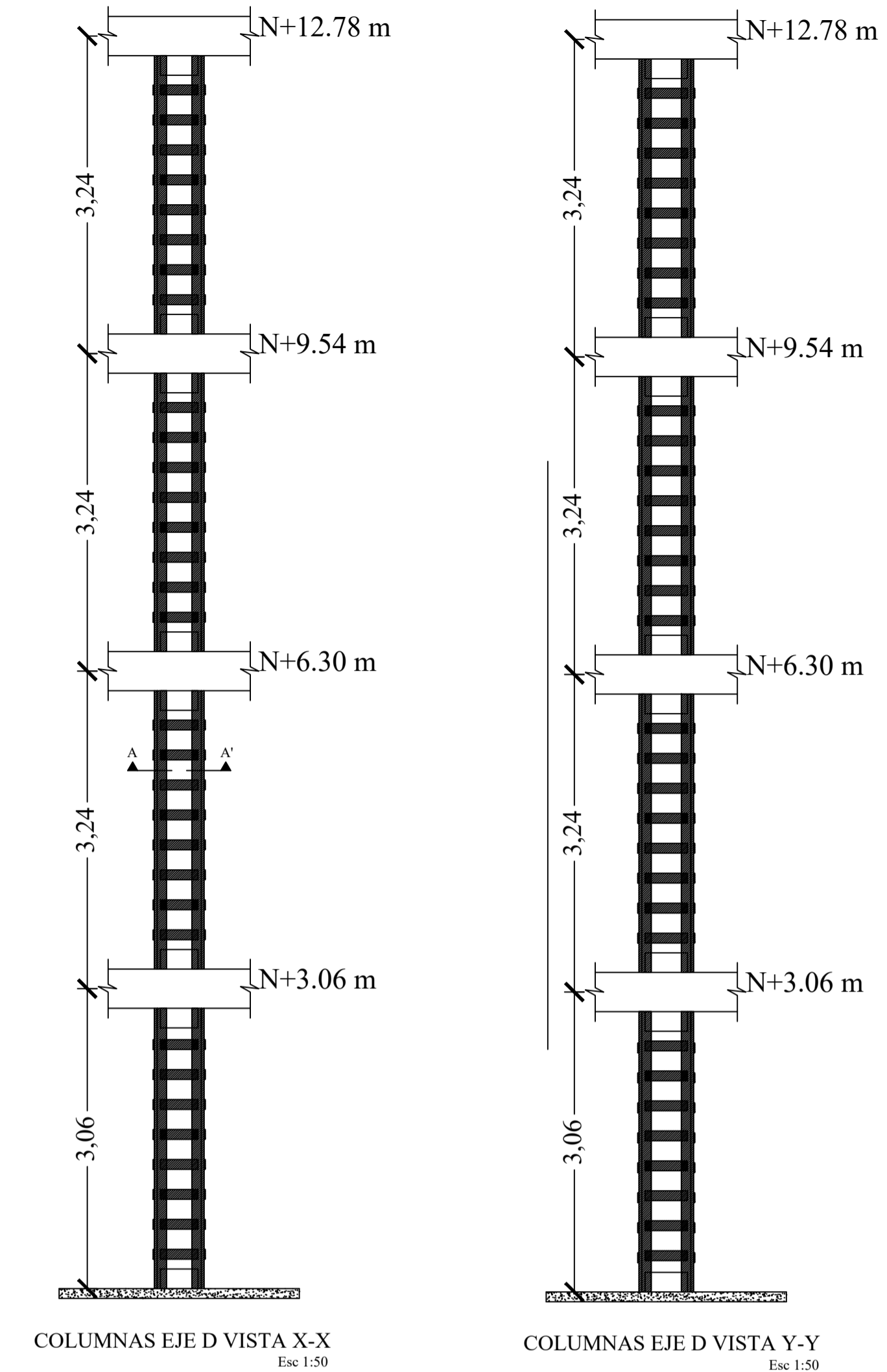
TAMIZ	Peso Retenido	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	17.1	17.1	18.37%	81.63%
#40	57.9	75	62.19%	37.81%
#100	68.5	143.5	73.58%	26.42%
#200	42.8	186.3	45.97%	54.03%
FUENTE	50.3	236.6	54.03%	
TOTAL	236.6			
Módulo finura	2.99			

POZO N°1 (-2.50 m)

TAMIZ	Peso Retenido	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	8.4	8.4	3.20%	96.80%
#40	150.1	158.5	57.27%	42.73%
#100	160.3	318.8	61.16%	38.84%

#200	154.2	473	58.83%	41.17%
FUENTE	107.9	580.9	41.17%	
TOTAL	580.9			
Módulo finura	2.77			
POZO N°1 (-3.00 m)				
TAMIZ	Peso Retenido	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	14.1	14.1	4.73%	95.27%
#40	88.6	102.7	29.72%	70.28%
#100	90.6	193.3	30.39%	69.61%
#200	177.9	371.2	59.68%	40.32%
FUENTE	120.2	491.4	40.32%	
TOTAL	491.4			
Módulo finura	2.98			

**ANEXO B: PLANOS ARQUITECTÓNICO Y
ESTRUCTURAL CON EL REFORZAMIENTO**



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2

CONTIENE:
- VISTA EN PLANTA - SEGUNDO PISO
- VISTA EN ELEVACIÓN - EJE A
- VISTA DE COLUMNAS EJE D
- CORTE A-A'
- DETALLES DE CONEXIÓN
- SECCIÓN DE RIOSTRA

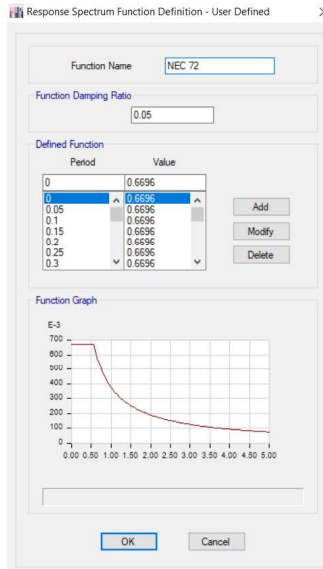
UBICACIÓN: AV. LOS CHÁSQUIS-AMBATO
PLANO: ESTRUCTURAL

APROBADO POR: ING. MG. CARLOS NAVARRO
ELABORADO POR: ROMEL GALLARDO

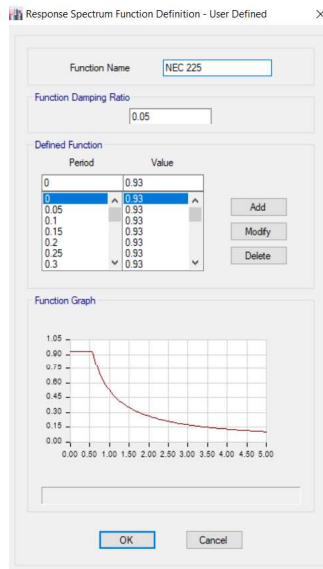
ESCALA: INDICADAS
FECHA: MAYO 2021
LÁMINA: RE-01

ANEXO C: CAPTURAS DE LOS ESPECTROS DE LAS DIFERENTES AMENAZAS SÍSMICAS INGRESADOS EN ETABS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

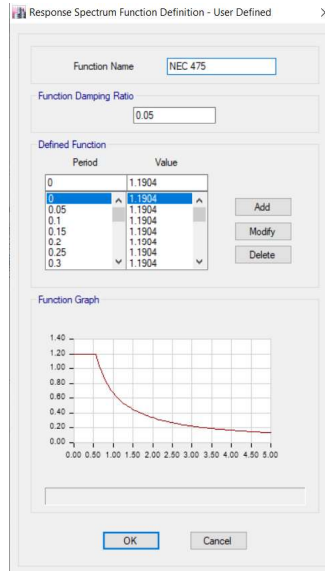
Sismo Frecuente



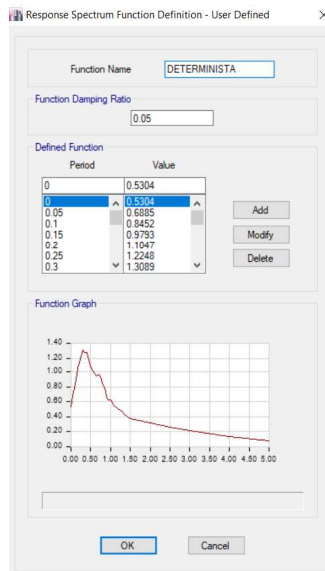
Sismo Ocasional



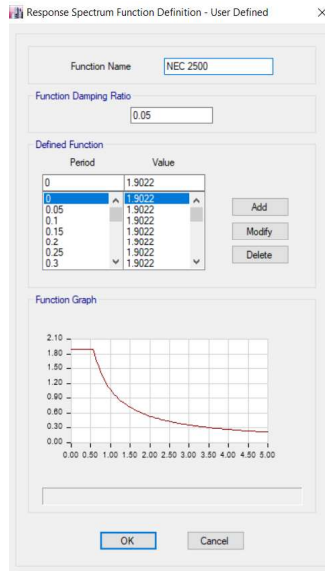
Sismo Raro Probabilista



Sismo Raro Determinista



Sismo Muy Raro



ANEXO D: CÁLCULOS DEL ENCAMISADO







Encamisado sentido X-X





<i>Encamisado de Acero</i>		
Pu	297.17	t
Pr	444.30	t
D/C	0.67	
<i>Datos del Ángulo</i>		
l mín.	9	cm
l máx.	13	cm
l	12.5	cm
e	1.4	cm
A	36	ksi
As	33.04	cm ²
cg	3.64	cm
Ix	483.94	cm ⁴
rx	3.83	cm
Apoyos	8	u
Hl	2.81	m
sep	31.2	cm
esb	66.53	
fe	4683.08	kg/cm ²
fy	2530	kg/cm ²
cuant v	0.0041	
cuant f	0.0019	
As plat	0.48	cm ²
<i>Datos de la Solera</i>		
l (ls)	38.00	cm
e (ts)	1.2	cm
hsol	10	cm
hsol/ha	0.80	
hsol/ba	0.80	
A plat	45.60	cm ²
sep asum	31.00	cm
hsol/sep	0.32	
<i>Chequeo de Mu</i>		
n	10.35	
Ae	217.44	cm ²
rel	0.90	
pe	15.54	cm
ae	13.99	cm
It	290363.05	cm ⁴
<i>Mr</i>	309.02	<i>t-m</i>

Encamisado sentido Y-Y

<i>Encamisado de acero</i>		
Pu	297.17	t
Pr	444.30	t
D/C	0.67	
<i>Datos del Ángulo</i>		
l mín.	9	cm
l máx.	13	cm
l	12.5	cm
e	1.4	cm
A	36	ksi
As	33.04	cm ²
cg	3.64	cm
Ix	483.94	cm ⁴
rx	3.83	cm
Apoyos	8	u
Hl	2.81	m
sep	31.2	cm
esb	66.53	
fe	4683.08	kg/cm ²
fy	2530	kg/cm ²
cuant v	0.0041	
cuant f	0.0019	
As plat	0.48	cm ²
<i>Datos de la Solera</i>		
l (ls)	43.00	cm
e (ts)	1.2	cm
hsol	10	cm
hsol/ha	0.80	
hsol/ba	0.80	
A plat	51.60	cm ²
sep asum	31.00	cm
hsol/sep	0.32	
<i>Chequeo de Mu</i>		
n	10.35	
Ae	217.44	cm ²
rel	0.90	
pe	15.54	cm
ae	13.99	cm
It	290363.05	cm ⁴
<i>Mr</i>	309.02	<i>t-m</i>

ANEXO E: FOTOGRAFÍAS

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA INGENIERÍA CIVIL 	
FOTOGRAFÍA 1	FOTOGRAFÍA 2
	
Descripción: Ensayo de penetración estándar (SPT).	Descripción: Recolección de la muestra de suelo.
FOTOGRAFÍA 3	FOTOGRAFÍA 4
	
Descripción: Ensayo de gravedad específica.	Descripción: Ensayo de límite plástico.
FOTOGRAFÍA 5	FOTOGRAFÍA 6

	
<p>Descripción: Ensayo de granulometría.</p>	<p>Descripción: Determinación de las dimensiones de columnas.</p>
<p>FOTOGRAFÍA 7</p>	<p>FOTOGRAFÍA 8</p>
	
<p>Descripción: Determinación de las dimensiones de vigas y losa.</p>	<p>Descripción: Ensayo esclerométrico.</p>