



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS,
ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE
AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.”**

Autor: Ivette Thalía Barreno Sánchez

Tutor: Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

AMBATO - ECUADOR

Septiembre – 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, con el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, elaborado por la Srta. **Ivette Thalía Barreno Sánchez**, portadora de la cédula de ciudadanía: C.I. 1805456124, 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.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Septiembre 2021

Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACION

Yo, **Ivette Thalía Barreno Sánchez**, con C.I. 1805456124 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2021



Ivette Thalía Barreno Sánchez

C.I: 1805456124

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

Ambato, Septiembre 2021



Ivette Thalía Barreno Sánchez

C.I: 1805456124

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Ivette Thalía Barreno Sánchez de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Septiembre 2021

Para constancia firman:

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
Miembro Calificador

Ing. Mg. Galo Wilfrido Núñez Aldas
Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico principalmente a Dios, por darme fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de mis objetivos más anhelados.

A mis padres Rodrigo y Blanca por ser los mejores, mi apoyo y el pilar fundamental en mi vida quienes junto a mis hermanos, Mauro, Javier y Wilson con su amor me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía para así seguir adelante y superar todos los obstáculos de la vida.

A mis abuelitos Salomón, Lula y Abelino, que ahora desde el cielo están cuidándome y me dan los impulsos suficientes en cada etapa de mi vida.

A Santiago, por estar a mi lado en los momentos más difíciles y a pesar de las adversidades brindarme su amor, apoyo incondicional y hacer que cada día crezca tanto como persona y profesional.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a la Universidad Técnica de Ambato, a toda la Facultad de Ingeniería Civil, a mis docentes quienes con la enseñanza de sus valiosos conocimientos hicieron que pueda crecer día a día como profesional, en especial a mi tutor Ing. Jorge Cevallos, principal colaborador durante todo este proceso quien, con su dirección, instrucción y colaboración permitió el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE DE CONTENIDO

<i>CERTIFICACIÓN</i>	<i>ii</i>
<i>AUTORÍA DE LA INVESTIGACION</i>	<i>iii</i>
<i>DERECHOS DE AUTOR</i>	<i>iv</i>
<i>APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO</i>	<i>v</i>
<i>DEDICATORIA</i>	<i>vi</i>
<i>AGRADECIMIENTO</i>	<i>vii</i>
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	<i>xiii</i>
<i>INDICE DE ILUSTRACIONES</i>	<i>xvii</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>xxi</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>xxii</i>
<i>CAPITULO I</i>	<i>1</i>
<i>1. MARCO TEÓRICO</i>	<i>1</i>
<i>1.1. Antecedentes Investigativos</i>	<i>1</i>
<i>1.1.1. Antecedentes</i>	<i>1</i>
<i>1.1.2. Justificación</i>	<i>2</i>
<i>1.1.3. Fundamentación Teórica</i>	<i>3</i>
<i>1.1.3.1. Vulnerabilidad sísmica de Estructuras</i>	<i>3</i>
<i>1.1.3.2. Evaluación de Vulnerabilidad</i>	<i>4</i>
<i>1.1.3.3. Análisis cualitativo</i>	<i>4</i>
<i>1.1.3.3.1. Evaluación en edificios según la NEC 2015 y FEMA 154</i>	<i>5</i>
<i>1.1.3.3.2. Evaluación en edificios según la matriz de la Secretaría Nacional de Gestión de Riegos.</i>	<i>13</i>

1.1.3.4.	Análisis cuantitativo.....	17
1.1.3.4.1.	Análisis Estático No Lineal – PUSHOVER	17
1.1.3.4.2.	Curva de capacidad:.....	18
1.1.3.4.2.1.	Modelo constitutivo del Hormigón	19
1.1.3.4.2.2.	Modelo Constitutivo del Acero	23
1.1.3.4.2.3.	Generalización de la curva fuerza – deformación de elementos dúctiles de Concreto Armado.....	25
1.1.3.4.3.	Diagrama Momento – Curvatura	29
1.1.3.4.3.1.	Límites de deformación para el análisis momento-curvatura	29
1.1.3.4.4.	Rótula Plástica	31
1.1.3.4.5.	Desempeño.....	33
1.1.3.4.5.1.	Niveles de Desempeño según el Comité Visión 2000 SEAOC	34
1.1.3.4.5.2.	Niveles de Desempeño no Estructural según el ACT 40	35
1.1.3.4.5.3.	Niveles de Desempeño Estructural según el ACT 40	36
1.1.3.4.5.4.	Niveles de Desempeño para el Edificio según el ACT 40	37
1.1.3.4.5.5.	Niveles de Amenaza Sísmica	38
1.1.3.4.6.	Linealización Equivalente.....	39
1.1.3.4.6.1.	Conversión de la curva de demanda.....	39
1.1.3.4.6.2.	Conversión de la curva de capacidad	40
1.1.3.4.6.3.	Construcción de la Idealización Bilineal.....	41
1.1.3.4.6.4.	Amortiguamiento y periodo efectivo	43
1.1.3.4.6.5.	Periodo Efectivo	45
1.1.3.5.	Demanda	47
1.1.3.5.1.	Espectro de Respuesta.....	47
1.1.3.5.2.	Espectro determinista.....	48
1.1.3.6.	Medición de deformaciones mediante vibraciones	50
1.1.3.7.	Ensayo de rebote ASTM C805 (Esclerométrico)	52
1.1.3.8.	Reforzamiento de estructuras.....	53

1.1.3.8.1. Muros de Corte	55
1.1.3.8.2. Arriostramiento metálico	55
1.1.3.8.3. Encamisado con hormigón.....	56
1.1.3.8.4. Reforzamiento estructural con Fibra de Carbono.	57
1.1.4. <i>Hipótesis</i>	57
1.2. <i>Objetivos</i>	58
1.2.1. General:	58
1.2.2. Específicos:.....	58
<i>CAPITULO II</i>	59
2. <i>METODOLOGÍA</i>	59
2.1. <i>Materiales y Equipos</i>	59
2.1.1. Materiales.....	59
2.1.2. Equipos.....	60
2.2. <i>Métodos</i>	61
2.2.1. Nivel o tipo de investigación.....	61
2.2.2. Población y muestra	61
2.2.3. Plan de Recolección de Datos	63
2.2.4. Plan de Procesamiento y Análisis de Información.....	64
2.2.5. Recolección de datos.....	65
2.2.5.1. Ensayo del martillo Esclerométrico	65
2.2.5.2. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	71
2.2.5.2.1. Ángulo de Fricción Interna ϕ y Compacidad Relativa Cr.....	73
2.2.5.2.2. Porcentaje de Compacidad Relativa Cr% y Presión Vertical Pv	74
2.2.5.2.3. Coeficiente de Balasto k_{30}	75
2.2.5.2.4. Capacidad Portante del Suelo.....	76

2.2.5.2.5. Velocidad Media de onda de corte Vs	77
2.2.5.2.6. Tipo de Suelo según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC	
78	
2.2.5.2.7. Tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	
SUCS 79	
2.2.5.3. Ensayo de Contenido de Humedad W%	80
2.2.5.4. Ensayo de Granulometría.....	82
2.2.5.5. Peso específico del suelo.....	84
2.2.5.6. Plasticidad	85
2.2.5.7. Acero de Refuerzo de los elementos estructurales.....	91
2.2.5.8. Materiales del Modelo.....	93
2.2.5.9. Cargas.....	93
2.2.5.9.1. Carga Sísmica	93
<i>CAPITULO III</i>	<i>101</i>
<i>3. RESULTADOS Y DISCUSION</i>	<i>101</i>
<i>3.1. Análisis y discusión de los resultados</i>	<i>101</i>
3.1.1. Grado de Vulnerabilidad Sísmica Mediante un Análisis Cualitativo	101
3.1.1.1. Inspección Visual Rápida de la Agencia Federal para Manejo de	
Emergencias FEMA 154.....	101
3.1.1.2. Inspección Visual Rápida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción	
(NEC) 2015 108	
3.1.1.3. Inspección Visual Rápida de la Secretaria Nacional de Gestión de	
Riesgos (SNGR) del Ecuador	110
3.1.2. <i>Grado de Vulnerabilidad Sísmica Mediante un Análisis Cuantitativo</i> ..	<i>112</i>
3.1.2.1. Análisis Lineal	113

3.1.2.2.	Material	117
3.1.2.3.	Propiedades de las Columnas.....	118
3.1.2.4.	Propiedades de las Vigas.....	119
3.1.2.5.	Modelado Etabs.....	120
3.1.2.6.	Chequeos según la NEC SE DS 2015 para la estructura	121
3.1.2.6.2.	Modos traslacionales.....	121
3.1.2.6.3.	Masas Acumuladas.....	122
3.1.2.6.4.	Cortante Basal Estático vs. Cortante Basal Dinámico	123
3.1.2.6.5.	Derivas de piso.....	125
3.1.2.6.5.1.	Análisis con el ESPECTRO NEC.....	126
3.1.2.6.5.2.	Espectro DETERMINISTA.....	128
3.1.2.2	Análisis Estático no Lineal.....	135
3.1.2.2.1.	Modelo de comportamiento de los materiales	135
3.1.2.2.2.	Carga gravitacional no lineal	136
3.1.2.2.3.	Carga Lateral no lineal (Pushover)	137
3.1.2.2.4.	Asignación de Rótulas plásticas.....	139
3.1.2.2.5.	Desempeño de la Estructural.....	141
3.1.2.2.5.1.	Curva de capacidad	141
3.1.2.2.5.2.	Punto de desempeño	147
3.1.2.3.	Análisis por medio de la medición de vibraciones	153
3.2.	<i>Verificación de hipótesis</i>	157
<i>CAPITULO IV</i>		158
4.	<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	158
4.1.	<i>Conclusiones</i>	158
4.2.	<i>Recomendaciones</i>	160
<i>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>		161

<i>ANEXOS</i>	169
1. Planos arquitectónicos.....	169
2. Fotografías	172
3. Tablas y Diagramas de ensayos	175
4. Planos Estructurales	180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Matriz de Evaluación Rápida Visual para posibles riesgos sísmicos, Nivel 1 FEMA 154.....	7
Tabla 2. Matriz de Evaluación Rápida Visual para posibles Riesgos sísmicos, Nivel 2 FEMA 154.....	8
Tabla 3. Matriz de Evaluación Visual Rápida de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones NEC 2015.....	10
Tabla 4. Tipología del Sistema Estructural de Edificaciones FEMA 154	11
Tabla 5. Tipología del Sistema Estructural de Edificaciones NEC 2015	12
Tabla 6. Matriz de Variables e Indicadores Físico-Estructurales de Edificaciones Urbanas (SNGR)	14
Tabla 7. Características de las Variables e Indicadores Físico-Estructurales de Edificaciones (SNGR).....	15
Tabla 8. Ponderación de Vulnerabilidad Sísmica (SNGR).....	16
Tabla 9. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de Columnas de concreto armado (ASCE 41-13).....	27
Tabla 10. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de Vigas de concreto armado (ASCE 41-13).....	28
Tabla 11. Ubicación de las rótulas plásticas según el sistema estructural (NEC 2015)...	33
Tabla 12. Descripción de estados de daño y niveles de desempeño	35

Tabla 13. Niveles de Desempeño para el edificio.....	38
Tabla 14. Niveles de Amenaza Sísmica.....	39
Tabla 15. Coeficientes para el Amortiguamiento Efectivo.....	44
Tabla 16. Coeficientes para el Periodo Efectivo.....	46
Tabla 17. Datos del Espectro Determinista.....	50
Tabla 18. Niveles de Daño de Estructuras.....	54
Tabla 19. Materiales Utilizados en el Trabajo.....	59
Tabla 20. Equipos utilizados en el trabajo.....	60
Tabla 21. Coordenadas de la FISEI (Google Earth).....	62
Tabla 22. Plan de Recolección de Datos.....	63
Tabla 23. Datos del Ensayo Esclerométrico en Columnas.....	66
Tabla 24. Datos del Ensayo Esclerométrico en Vigas.....	67
Tabla 25. Datos del Ensayo Esclerométrico en Losas.....	68
Tabla 26. Resistencia a Compresión del Hormigón de los puntos Ensayados.....	70
Tabla 27. Datos del Ensayo de Penetración Estándar SPT.....	72
Tabla 28. Ángulo de fricción interna y Compacidad Relativa.....	73
Tabla 29. Porcentaje de Compacidad Relativa y Presión Vertical.....	74
Tabla 30. Coeficiente de Balasto obtenido en cada Cota.....	75
Tabla 31. Valores de la Capacidad Portante del Suelo determinado con el número de golpes del SPTzas.....	76
Tabla 32. Valores Obtenidos de la capacidad Portante del suelo en cada cota.....	76
Tabla 33. Velocidad de Onda de Corte en cada Cota.....	77
Tabla 34. Teorías para el cálculo de la velocidad Media de onda de corte del suelo de la edificación.....	77
Tabla 35. Tipo de suelo según la NEC 2015.....	78
Tabla 36. Tipo de suelo según la NEC obtenida en relación con el N° golpes del SPT en cada cota.....	78
Tabla 37. Clasificación de Suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.....	79
Tabla 38. Contenido de humedad del pozo.....	81

Tabla 39. Valores del Contenido de Humedad del Suelo.	82
Tabla 40. Granulometría de las muestras en cada cota	83
Tabla 41. Peso Específico de las muestras tomadas en cada cota.....	84
Tabla 42. Peso Específico del suelo en cada cota	85
Tabla 43. Ensayo de Límite Líquido tomada a -1 m.....	87
Tabla 44. Porcentaje del Límite Líquido de las Muestras en cada Cota	88
Tabla 45. Datos recolectados del Ensayo de Límite Plástico de las muestras de cada cota	89
Tabla 46. Límite Plástico en cada cota.....	90
Tabla 47. Valore del Índice Plástico en cada cota	91
Tabla 48. Acero de Refuerzo en Vigas	92
Tabla 49. Acero de Refuerzo en Columnas	92
Tabla 50. Propiedades Mecánicas del Hormigón.....	93
Tabla 51. Propiedades Mecánicas del Acero	93
Tabla 52. Valores del factor Z en función de la Zona Sísmica Adoptada	94
Tabla 53. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	95
Tabla 54. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	95
Tabla 55. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	96
Tabla 56. Factor r	96
Tabla 57. Factor de Relación de Amplificación Espectral.....	96
Tabla 58. Factor de importancia I	97
Tabla 59. Coeficientes Ct y αY_a	97
Tabla 60. Coeficiente R.....	98
Tabla 61. Coeficiente de regularidad en elevación	98
Tabla 62. Coeficientes de regularidad en planta	99
Tabla 63. Formulario de Inspección Rápida de Vulnerabilidad Sísmica Nivel 1 - FEMA 154.....	102
Tabla 64. Formulario de Inspección Rápida de Vulnerabilidad Sísmica Nivel 2 - FEMA 154.....	106
Tabla 65. Inspección Visual Rápida, NEC 2015.....	108

Tabla 66. Inspección Visual Rápida de la SNGR	110
Tabla 67. Ponderación y Valor Total del Índice de Vulnerabilidad Sísmica según SNGR	111
Tabla 68. Nivel de Vulnerabilidad según la SNGR	112
Tabla 69. Cálculo de la Cortante Basal de la Estructura.....	113
Tabla 70. Resumen de elementos estructurales con sus secciones de la Edificación	117
Tabla 71. Comportamiento de la estructura	122
Tabla 72. Masas Acumuladas de la estructura	123
Tabla 73. Resultados obtenidos. Cortante basa dinámico de la estructura	125
Tabla 74. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	125
Tabla 75. Derivas de piso de la estructura con los espectros NEC y DETERMINISTA	130
Tabla 76. Objetivos de Desempeño Sísmico para edificaciones básicas según el Comité Visión 2000).....	144
Tabla 77. Punto de desempeño en el Sentido X con el Espectro Determinista	149
Tabla 78. Punto de desempeño en el Sentido Y con el espectro Determinista	151
Tabla 79. Valores recomendados de la Relación de Amortiguamiento	154
Tabla 80. Límites de tolerancia recomendados para pisos de estructuras	155
Tabla 81. Resultados de la aceleración de vibraciones de la losa con deflexión máxima	156

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Curva de Capacidad Desplazamiento vs Cortante	19
Ilustración 2. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo de comportamiento del hormigón no confinado de Whitney.....	20
Ilustración 3. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo de Mander para el Hormigón Confinado y No Confinado	21
Ilustración 4. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al Modelo Elasto – Plasto del Acero	24
Ilustración 5. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo Trilineal del acero	24
Ilustración 6. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo de Park (1975) del acero.....	25
Ilustración 7. Generalización de la Curva de Fuerza – Deformación del hormigón armado según el ASCE 41-13	26
Ilustración 8. Representación del Diagrama Momento – Curvatura con los respectivos límites de Deformación	31
Ilustración 9. Formación de la Rótula Plástica y Longitud de Penetración	32
Ilustración 10. Representación de la Transformación del Espectro conocido como ADRS	40
Ilustración 11. Representación de la Transformación de la Curva de Capacidad.....	41
Ilustración 12. Diagrama para la determinación del punto de Desempeño Inicial	41
Ilustración 13. Representación de la Idealización Bilineal de la Curva Capacidad.....	42
Ilustración 14. Modelos de Comportamiento Histerético de la Curva de Capacidad	44
Ilustración 15. Representación del Espectro de respuesta	47
Ilustración 16. Espectro Determinista obtenido del estudio de peligro sísmico de la ciudad de Ambato	49
Ilustración 17. Martillo Esclerométrico	52
Ilustración 18. Tipos de Arriostramientos Metálicos.....	56
Ilustración 19. Ubicación de la FISEI.....	62

Ilustración 20. Ábaco de la Correlación entre el N° de golpes, \emptyset y Cr%.....	73
Ilustración 21. Ábaco de la Relación entre N° golpes del SPT, Cr% y Pv	74
Ilustración 22. Valores del Coeficiente de Balasto	75
Ilustración 23. Límites de Atterberg	86
Ilustración 24. Diagrama de la Curva de Esguerramiento de la muestra de la cota -1 metro	88
Ilustración 25. Zonas Sísmica del Ecuador	94
Ilustración 26. Espectro de Respuesta NEC 2015 y Espectro Determinista	99
Ilustración 27. Carga viva según la Ocupación o Uso de la Estructura	100
Ilustración 28. Carga viva según la Ocupación o Uso de la Estructura	100
Ilustración 29. Tercer paso de la inspección visual Nivel 1, FEMA 154.....	104
Ilustración 30. Cuarto paso de la inspección visual Nivel 1, FEMA 154	104
Ilustración 31. Cuarto paso de la inspección visual Nivel 2, FEMA 154	107
Ilustración 32. Quinto paso de la inspección visual Nivel 2, FEMA 154.....	107
Ilustración 33. Segundo paso de la Inspección Visual Rápida, NEC 2015.....	109
Ilustración 34. Aceleración Espectral de la Estructura	114
Ilustración 35. Espectro Determinista (K. Freire).....	116
Ilustración 36. Propiedades del hormigón utilizado para la modelación de la estructura	117
Ilustración 37. Propiedades del acero de refuerzo utilizado en la modelación de la estructura	118
Ilustración 38. Acero de refuerzo en columnas.....	118
Ilustración 39. Inercias fisuradas de las columnas	119
Ilustración 40. Acero de refuerzo en Vigas.....	119
Ilustración 41. Inercias fisuradas de las vigas	120
Ilustración 42. Modelación de la Estructura	120
Ilustración 43. Periodo de vibración de la estructura.....	121
Ilustración 44. Cortante Basal Estático vs. Cortante Basal Dinámico en sentido X.....	124
Ilustración 45. Cortante Basal Estático vs. Cortante Basal Dinámico en sentido X.....	124

Ilustración 46. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Estático con el espectro de la NEC	126
Ilustración 47. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Dinámico con el espectro de la NEC.....	127
Ilustración 48. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Estático con el espectro Determinista	128
Ilustración 49. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Dinámico con el espectro Determinista	129
Ilustración 50. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Estático en el sentido X	131
Ilustración 51. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Estático en el sentido Y	131
Ilustración 52. Derivas de piso de la estructura	132
Ilustración 53. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Dinámico en el sentido X	133
Ilustración 54. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Dinámico en el sentido Y	133
Ilustración 55. Derivas de piso de la estructura	134
Ilustración 56. Modelo de Mander del hormigón de 240 kg/cm ² . Esfuerzo vs deformación.....	135
Ilustración 57. Modelo de Park del Acero de 4200 kg/cm ² . Esfuerzo vs deformación	136
Ilustración 58. Carga Gravitacional no lineal	137
Ilustración 59. Asignación de Carga Pushover en Sentido X.	137
Ilustración 60. Control de aplicación de la carga en sentido X.....	138
Ilustración 61. Asignación de Carga Pushover en Sentido Y.	138
Ilustración 62. Control de aplicación de la carga en sentido Y.....	139
Ilustración 63. Propiedades asignadas de la rótula plástica en columnas	140
Ilustración 64. Propiedades asignadas de la rótula plástica en vigas	140
Ilustración 65. Curva de Capacidad en Sentido X	141
Ilustración 66. Curva de Capacidad en Sentido Y	142
Ilustración 67. Representación bilineal de la curva de Capacidad.....	143

Ilustración 68. División de niveles de la Representación Bilineal de la curva de Capacidad.....	143
Ilustración 69. Análisis Bilineal en el Sentido X.....	145
Ilustración 70. Representación Bilineal en Sentido X.....	145
Ilustración 71. Análisis Bilineal en el Sentido Y.....	146
Ilustración 72. Representación Bilineal en Sentido Y.....	147
Ilustración 73. Punto de desempeño en el Sentido X con el Espectro NEC 2015.....	148
Ilustración 74. Punto de desempeño en el Sentido Y con el espectro NEC 2015.....	150
Ilustración 75. Punto de Desempeño Sísmico en el sentido X para un sismo de diseño de 475 años.....	152
Ilustración 76. Punto de Desempeño Sísmico en el sentido X para un sismo de diseño de 475 años.....	153
Ilustración 77. Deflexión máxima de la losa de la estructura.....	156

RESUMEN

La evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura se realizó mediante el uso de dos metodologías. La cualitativa donde se ejecutó una inspección visual rápida con el uso de matrices propuestas por la FEMA 154, la norma NEC 2015 y la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos con lo que se determinó con las dos primeras matrices una vulnerabilidad alta, mientras que con la tercera una vulnerabilidad baja para lo que se resalta que se necesita una evaluación más minuciosa.

Con la información recolectada mediante el uso de dichas matrices y ensayos in situ se elaboró un estudio más completo y detallada; por lo que, con la metodología cuantitativa con un análisis lineal, se obtuvo el periodo de vibración y las derivas de piso que cumplen con lo indicado en la NEC, además se presentó un análisis no lineal o Pushover donde se observó que la estructura presenta una capacidad de desempeño acorde las especificaciones de la norma con un nivel de Seguridad de Vida.

Con el método de vibraciones propuesta por la AISC guía 11, se determinó que ésta cumple y entra en los límites establecidos en la norma mencionada.

Finalmente, se estableció que la Facultad se encuentra estable y cumple con los lineamientos de la norma ante un evento sísmico, por lo que no es necesario se realice reforzamiento de la estructura.

Palabras clave: Vibración, Análisis Cualitativo, Análisis Cuantitativo, Vulnerabilidad Sísmica, Desempeño estructural

ABSTRACT

The evaluation of the degree of seismic vulnerability of the structure was carried out by using two methodologies. The qualitative one where a quick visual inspection was carried out with the use of matrices proposed by FEMA 154, the NEC 2015 standard and the National Secretariat for Risk Management, with which a high vulnerability was determined with the first two matrices, while with the third a low vulnerability for which it is highlighted that a more detailed evaluation is needed.

With the information collected through the use of these matrices and in situ tests, a more complete and detailed study was elaborated; Therefore, with the quantitative methodology with a linear analysis, the vibration period and the floor drifts that comply with the provisions of the NEC were obtained, in addition a non-linear or Pushover analysis was presented where it was observed that the structure presents a performance capacity according to the specifications of the standard with a level of Life Safety.

With the vibration method proposed by the AISC guide 11, it was determined that it complies with and falls within the limits established in the aforementioned standard.

Finally, it was established that the structure is stable and complies with the guidelines of the standard in the event of a seismic event, so it is not necessary to reinforce the structure.

Keywords: Vibration, Qualitative Analysis, Quantitative Analysis, Seismic Vulnerability, Structural Performance

CAPITULO I

1. MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

1.1.1. Antecedentes

Ante los desastres producidas en el país en los últimos años es preciso obtener propuestas de reforzamiento de las estructuras, especialmente en aquellas que han sido construidas antes de la difusión de códigos o normas de la construcción o que han sido diseñadas bajo criterios no vigentes, los cuales no toman en cuenta todas las consideraciones para el diseño sismo-resistente actual.

El territorio continental del Ecuador se encuentra situado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona de alta sensibilidad sísmica y de riesgos que se asocian a esta característica geológica. [1] Ambato tuvo el mayor sismo en el hemisferio occidental el 5 de agosto de 1949 que generó una alta destrucción. La vulnerabilidad ante terremotos afecta la función de la edificación y compromete la vida de sus ocupantes, para brindar seguridad a las personas se deben considerar normas sismo resistentes en los diseños y construcciones. [2]

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA), utiliza un método rápido de visualización para evaluar el grado de vulnerabilidad sísmica en edificios “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards”. [3] De otra manera, se puede evaluar la vulnerabilidad sísmica cotejando el espectro de capacidad con el espectro de demanda. La curva de capacidad se la obtiene a través de un análisis Pushover y se la representa con un diagrama de fuerza-desplazamiento de la estructura. El espectro de capacidad se adquiere convirtiendo cada punto de la curva de capacidad en coordenadas espectrales del primer modo de la estructura; mientras que, el espectro de demanda se obtiene de manera simplificada a partir del espectro de respuesta elástica

correspondiente a la ubicación de la estructura, amortiguado al 5% y reducido para tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la misma. [4]

Para el control de la vulnerabilidad de estructuras y recuperar la seguridad existen técnicas de refuerzo o de disipación de energía. Agüera en su estudio brinda dos opciones de refuerzo, la opción uno que se lleva a cabo introduciendo pórticos longitudinales diagonales de acero, la opción dos se refiere al recrecido de las columnas, estas alternativas mencionadas permiten controlar la vulnerabilidad actual del edificio y cumplen con los objetivos de los niveles de desempeño dado por las normativas. [5] A sí mismo, Tischer de la Universidad del Valle en Colombia, en una estructura de 16 pisos con un sistema estructural de pórticos y pantallas de concreto reforzado, después de un evento sísmico, y a causa de los daños sufridos en la edificación, se reforzó usando pantallas de hormigón armado (ancladas a las existentes para restar la esbeltez), arriostramiento de acero y colocación de vigas en zonas críticas, tanto metálicas como de hormigón armado. [6]

Otra técnica para reforzamiento de estructuras son los muros de corte donde la estructura va adquiriendo mayor ductilidad y aumenta su factor de redundancia, además con el objetivo de rigidizar la estructura y así resulte una deriva de piso menor y también para que exista menor daño en la estructura ante un posible evento sísmico. [7]

1.1.2. Justificación

La vulnerabilidad sísmica en edificaciones es una medida que permite clasificar a las estructuras de acuerdo con sus características y calidad estructural, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable, ante la acción de un sismo. [8] Este rango se refiere a un índice de daños, por lo que es importante realizar estudios que ayuden a comprender el comportamiento de los edificios ante un sismo y así ofrecer un mejoramiento o reforzamiento.

El concepto de vulnerabilidad lleva implícitos términos como son la afectación y el daño, los cuales conviene definirlos para su buena interpretación. La afectación, se refiere

al nivel de perturbación funcional que puede sufrir una instalación y está directamente relacionada con la vulnerabilidad funcional, por otra parte, el daño, es el deterioro físico que pueden sufrir los diversos elementos de una edificación. [9] La vulnerabilidad permite catalogar a las edificaciones conforme a sus características y calidad estructural dentro de una categoría entre nada y muy vulnerable.

Para realizar un análisis de vulnerabilidad se pueden usar varios métodos, entre los cuales podemos mencionar: el uso de acelerogramas que es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto, [10] estos deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. [11] Además, se utiliza métodos de medición de vibraciones en la edificación para conocer el rango de deformación de este, donde, se registran directamente los movimientos vibratorios en puntos de medición seleccionados. [12]

El método de análisis no lineal (Pushover), se ejecuta mediante un proceso continuo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de rigidez de cada elemento, es decir, se aumenta la carga latera hasta que la edificación logra ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable. Con esto se obtiene la curva de capacidad de la estructura, con la que se puede establecer el punto de desempeño del edificio. [13]

Luego de un análisis de vulnerabilidad se puede realizar un reforzamiento sísmico que se encuentra definido como la mejora del comportamiento sísmico de una estructura o de una edificación mediante la corrección de las deficiencias identificadas en ella. [14] Para la rehabilitación de estructuras existentes se han desarrollado varios equipos, las cuales son escogidas dependiendo de las características propias del edificio y de su posible respuesta ante un sismo para mejorar su desempeño.

1.1.3. Fundamentación Teórica

1.1.3.1. Vulnerabilidad sísmica de Estructuras

La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como un factor de riesgo, correspondiente a su predisposición intrínseca de ser susceptible a sufrir un daño,

expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza, como un movimiento sísmico [15] y está asociado directamente con sus características físicas y estructurales de diseño. Las estructuras pueden tener un grado de vulnerabilidad distinta ante un mismo evento sísmico. El resultado concluyente en un estudio de vulnerabilidad es el índice de daño que sufriría un tipo de estructura.

Una función de vulnerabilidad es una relación matemática que expresa de forma continua el grado de daño que puede sufrir una estructura cuando se somete a un evento sísmico. Se construyen a partir de datos de daño observado o son generadas artificialmente. [8] Para poder determinar el grado de vulnerabilidad, existen varias metodologías cualitativas y cuantitativas, estos ayudan a conocer que tan susceptibles a ser afectados son los elementos estructurales de una edificación.

1.1.3.2.Evaluación de Vulnerabilidad

El análisis para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones varía dependiendo, no solo del tipo de estructura y amenaza considerada, sino del nivel de precisión requerido, de la información disponible y del propósito del estudio a realizar. Se pueden clasificarse en análisis cualitativo y cuantitativo. [16]

1.1.3.3.Análisis cualitativo

En el caso de análisis cualitativos u observada, se considera de primer nivel, requieren menos recursos e información. Busca clasificar estructuras en grupos y tipos de vulnerabilidad, con el propósito de priorizar las acciones futuras que se pudieran implementar para reducir la misma. [16] Aunque este análisis es subjetivo, la aplicación a estructuras de un mismo tipo de regiones de sismicidad permite una evaluación preliminar, para poder clasificar correspondientemente el nivel de vulnerabilidad sísmica de cada edificación.

Reside especialmente en el reconocimiento rápido y visual de la estructura, para obtener una idea general del grado o índice de vulnerabilidad que tienen un grupo de construcciones en una determinada área, para su realización existen varias formas de evaluación entre ellos se tiene los siguientes: [17]

1.1.3.3.1. Evaluación en edificios según la NEC 2015 y FEMA 154

Este procedimiento se deberá aplicar para identificar, inventariar y clasificar las estructuras de acuerdo con indicadores visuales de riesgo sísmico.

- **Evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico del edificio (BS):** deberá ser usado para la evaluación de la vulnerabilidad.
 1. Nivel BS1 de investigación: Determinación de los sistemas del edificio que resisten las cargas verticales y laterales revisando los documentos de construcción o las inspecciones visuales del edificio.
 2. Nivel BS2 de investigación: Identificación de la existencia de cualquier problema estructural conocido como piso débil, columnas rígidas en pisos inclinados, elementos no arriostrados, muros de cortante discontinuos, o detalles y conexiones que tienen un potencial para causar inestabilidad en todo o en parte del edificio si el nivel de terremoto o de desplazamientos entre pisos ocurre.
 3. Nivel BS3 de investigación: Revisión de los documentos originales de construcción del edificio o, si estos no están disponibles, dibujos con medidas caracterizarán el sistema estructural, incluyendo tanto la construcción original y cualquier modificación que haya ocurrido subsecuentemente. [18]

- **Inspección y evaluación visual rápida de estructuras:**

Rapid Visual Screening (RVS) es un método que plantea una inspección visual rápida de construcciones que pueden tener un grado de amenaza sísmica, la intención de este método es identificar a las edificaciones que pueden alcanzar un grave daño durante un sismo, una vez detectados cuales son las edificaciones potencialmente peligrosas se ejecuta un estudio más detallado de las mismas. [3]

Este método incluye matrices o formularios que contiene una descripción de la estructura como es la localización, número de pisos, áreas, uso, etc. que están clasificadas por niveles; las cuales se la detallan a continuación:

MATRICES DE FEMA 154

Tabla 1. Matriz de Evaluación Rápida Visual para posibles riesgos sísmicos, Nivel 1 FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos.																		Nivel 1
FEMA P -154, Formulario de recolección de datos																		ALTA SISMICIDAD
FOTOGRAFÍA	Dirección: _____ Código Postal: _____ Otros identificadores: _____ Uso: _____ Latitud: _____ Longitud: _____ Ss: _____ S1: _____ Evaluadores: _____ Fecha/Hora: _____ N°pisos: Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ <input type="checkbox"/> EST Área total en planta (m2) : _____ Año código: _____ Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción _____ Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. Histórica Refugio Industrial Oficinas Educación Gubernamental Serv. Públicos Almacenamiento Residencial # Unidades: _____																	
CROQUIS	Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) <input type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelo pobre) <input type="checkbox"/> DKN (Asumir tipo D) Peligros geológicos: _____ Licuefacción: Si/No/DKN Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de superficie: Si/No/DKN Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) _____ <input type="checkbox"/> En planta (tipo) _____ Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros _____ COMENTARIOS <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad																	
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	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	N/A	
Irregularidad en elevación moderna, 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	N/A	
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	N/A	
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	N/A	1.9	2.1	N/A	2.0	2.4	2.1	2.1	N/A	1.2	
Tipo 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 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 suelo E (> 3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	N/A	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	N/A	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	N/A	
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 SL1 ≥ Smin																		
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente tipo de suelo: _____ Fuente Peligros Geológicos: _____ Persona Contacto: _____	OTROS PELIGROOS ¿Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural						ACCIÓN REQUERIDA ¿Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No ¿Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK											
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____ ¿Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No																		
Cualquier información que pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe																		

Fuente: FEMA 154 - Federal Emergency Management Agency

Tabla 2. Matriz de Evaluación Rápida Visual para posibles Riesgos sísmicos, Nivel 2 FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. P -154, Formulario de Recolección de Datos			Nivel 2 (Opcional) FEMA ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.					
Nombre edificio: _____		Puntaje Final Nivel 1: _____		SL1 = _____ (no se considera SMN)	
Inspector: _____		Modificadores de irregularidad Nivel 1: _____		Vertical Irregularity, VL1= _____ Irregularidad en planta, PL1= _____	
Fecha/Hora: _____		PUNTAJE BASE AJUSTADO: S' = (SLV1-VL1-PL1)= _____			
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE					
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador			Si	Subtotales
Irregularidad elevación, VL2z	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	VL2= _____ Tope en -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 40,6 cm de pared)		-0.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.		-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior		-0.9	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra 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	
	Discontinuidad	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.		-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.		-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.		-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5	
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.		-0.5		
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación VL2		-1		
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.		-0.5		
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	PL2= _____ Tope en -1.1
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí			-0.4	
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.			-0.4	
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.			-0.2	
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta			-0.4	
Otra irregularidad:	Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura			-0.7	
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y		Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.	-1	Valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1
			Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra.	-1	
			La edificación está al final del bloque o manzana.	-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento			-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento			-0.4	
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación)			0.3	
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3	
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes			-0.4	
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda			12	
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				Transferir a formulario 1	
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input 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 OBSERVABLES					
Ubicación	Aspecto (Chequear "Si o No"	si	no	Comentario	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada				
	Existen revestimientos pesado				
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente				
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.				
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes				
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.				
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.				
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida				
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.				

Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo 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 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: Federal Emergency Management Agency FEMA 154

MATRIZ DE LA GUÍA PARA EVALUACIÓN SÍSMICA Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS (NEC)

Tabla 3. Matriz de Evaluación Visual Rápida de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones NEC 2015

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 de 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 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					
						Pórtico acero laminado con muros estructurales de H. Armado			S4					
Mixto acero – hormigón o madera - hormigón	MX	H. Armado prefabricado			PC	Pórtico acero con paredes mampostería			S5					
PUNTAJE BÁSICO, 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 – 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	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
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	
Postcodigo 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 SÍSMICA														
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 de Conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Para obtener los puntajes básicos, modificadores y puntaje final S presentes en las matrices se necesita la tipología del sistema estructural el cual se puede encontrar en la FEMA 154 y la Guía para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras (NEC), las cuales son:

Tabla 4. Tipología del Sistema Estructural de Edificaciones FEMA 154

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

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 154

Tabla 5. Tipología del Sistema Estructural de Edificaciones NEC 2015

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

Fuente: Guía Práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La vulnerabilidad se determina en base al puntaje estructural final, S, obtenido de la evaluación, con la suma o resta de los puntajes que se encuentran en las matrices anteriores según el tipo de sistema estructural seleccionado.

- Si S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja,
- Si está entre 2 y 2.5 se considera como de vulnerabilidad media y
- Si es menor a 2 entonces la estructura se cataloga como de alta vulnerabilidad, y esta debe ser evaluada de manera más minuciosa. [18]

1.1.3.3.2. Evaluación en edificios según la matriz de la Secretaría Nacional de Gestión de Riegos.

La evaluación se basa de las características físicas de las edificaciones, se definen aquellas que inciden directamente en la conducta estructural de la construcción frente a la amenaza estimada, para calificarla de manera cualitativa y ponderar los resultados para obtener el índice de vulnerabilidad de la edificación. [16] Las condiciones físicas altas de las estructuras representarán menores valores de vulnerabilidad y mejor predisposición para afrontar las amenazas sísmicas y viceversa.

- **Inspección Visual de Estructuras Según La Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR).**

El método determina la vulnerabilidad de estructuras donde deduce los valores a usar para la calificación, de acuerdo con el comportamiento estructural de los diferentes tipos de edificaciones, frente a las distintas amenazas, en este caso se utilizará para amenaza sísmica, empleando como modelo los desastres pasados ocurridos en el país. Las variables e indicadores que se utilizan en la matriz proceden del catastro municipal urbano realizado, que sirven para identificar las características físicas de las edificaciones y cada uno de sus elementos, los valores de amenaza van desde el 0, que es menos vulnerable, hasta el 10, que es máxima vulnerabilidad, dependiendo si la característica física de la construcción evaluada constituye una debilidad, leve o fuerte, frente a la amenaza sísmica. [16]

Después de calificar cada una de las variables de vulnerabilidad, se realiza una ponderación de las variables dependiendo de su grado de importancia de cada una de estas, dentro del comportamiento global de la estructural, con relación a la amenaza sísmica.

La valoración es subjetiva ya que se utiliza un método cualitativo que se basa en experiencias pasadas y el conocimiento de expertos, pero se podrá obtener una evaluación preliminar rápida de la estructura.

Tabla 6. Matriz de Variables e Indicadores Físico-Estructurales de Edificaciones Urbanas (SNGR)

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

Fuente: Guía para Implementar el Análisis de Vulnerabilidades a nivel Cantonal – Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR)

Tabla 7. Características de las Variables e Indicadores Físico-Estructurales de Edificaciones (SNGR)

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

Fuente: Guía para Implementar el Análisis de Vulnerabilidades a nivel Cantonal – Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR)

Los valores de la ponderación de Vulnerabilidad sísmica de la tabla 5, se ajusta de tal modo que, la suma presenta un índice de vulnerabilidad con valores en una escala entre 0 que es mínima vulnerabilidad y 100 que es máxima vulnerabilidad de la estructura. [16] Con los valores alcanzados de la inspección realizada de la edificación se efectuará una suma algebraica con lo que se obtendrá el índice de vulnerabilidad al que pertenece, para así identificar si tiene un nivel bajo, medio o alto de vulnerabilidad, los rangos de estos niveles se los observa a continuación: [17]

- Bajo: 0 - 33 puntos
- Medio: 34 - 66 puntos
- Alto: > 66 puntos

Tabla 8. Ponderación de Vulnerabilidad Sísmica (SNGR)

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	VALORES INDICADOS	PONDERACIÓN	VALOR DE AMENAZA SÍSMICA
Sistema estructural	0	1.2	12
Tipo de material de paredes	1	1.2	12
Tipo de cubierta	5	1	10
Sistema de entrepiso	0	1	10
Número de pisos	5	0.8	8
Año de construcción	0	1	10
Estado de Conservación	0	1	10
Características de suelo bajo la edificación	0	0.8	8
Topografía del sitio	5	0.8	8
Forma de la construcción	0	1.2	12
		Valor mínimo = 0	100

Fuente: Guía para Implementar el Análisis de Vulnerabilidades a nivel Cantonal – Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR)

1.1.3.4. Análisis cuantitativo

El análisis cuantitativo, también considerado de segundo nivel, llegan a predecir un nivel de vulnerabilidad o de daños esperados frente a los diferentes niveles de la amenaza considerada, a tal punto que pueden servir para tomar decisiones directas sobre las edificaciones. Estos solicitan de mayores recursos e información precisa, por lo que se justifican para estudios particulares de detalle. [16]

En la realidad, la respuesta de los edificios es no lineal, [18] por lo que el método de análisis estático no lineal produce una representación más exacta de su respuesta y desempeño, con el cual se puede establecer el grado de vulnerabilidad de la estructura determinando la curva de capacidad.

1.1.3.4.1. Análisis Estático No Lineal – PUSHOVER

La denominación “Pushover” se traduce como “Hacer Caer”, lo cual se entiende como el proceso que lleva a la estructura al colapso y determina las condiciones en las que eventualmente podría suceder.

Es una técnica simple y eficaz para obtener la capacidad, resistencia-deformación de una edificación bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas. La estructura se somete a un patrón de cargas laterales que se aumentan de manera gradual hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. [19]

El análisis tiene como base dos conceptos primordiales:

- La capacidad, que puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de varios factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo de acero, las propiedades que tienen los materiales como: rigidez y ductilidad, entre otras.
- La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. [20]

La aplicación del Análisis Estático no Lineal permite establecer la capacidad resistente de la edificación y compararla con la demanda posible ante un evento natural. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros. [21]

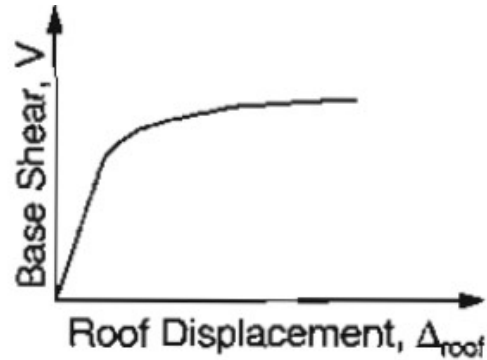
1.1.3.4.2. Curva de capacidad:

La capacidad que posee una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus elementos de una estructura para resistir la demanda generada por un sismo. Para obtener la capacidad de una estructura o edificación más allá de su límite elástico, se necesita de un análisis estático no lineal (PUSHOVER). La curva de capacidad se genera para exponer la respuesta del primer modo de vibración de la edificación, apoyándose en la premisa de que el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante de la estructura. [22] Esta curva aproxima como la estructura se comporta luego de exceder su límite elástico, para poder realizarla se debe lograr iteraciones y empleando un programa computacional. Para esto se necesita conocer:

1. La forma, dimensiones y el acero de refuerzo en las diferentes secciones de los elementos.
2. Las propiedades no lineales de los materiales utilizados, a causa de la fluencia, el agrietamiento, aplastamiento, deslizamiento y fisuración.
3. La geometría no lineal resultado del cambio de forma en la estructura y producto de considerables desplazamientos si están se muestran. [18]

El análisis pretende predecir el comportamiento de una edificación y así reconocer las posibles fallas y el colapso gradual. La curva está constituida por la cortante basal (Eje Y), y los desplazamientos laterales máximo (Eje X).

Ilustración 1. Curva de Capacidad Desplazamiento vs Cortante



Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

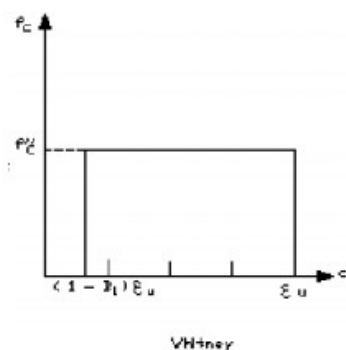
1.1.3.4.2.1. Modelo constitutivo del Hormigón

El hormigón es un material compuesto, está formado por un aglomerante, en este caso el cemento, agregados tanto fino como grueso y agua, además de ciertos aditivos que ayuden al comportamiento y/o cambian las características del material según sea necesario. Se caracteriza por su resistencia a compresión, mientras que su resistencia a tracción y corte son bajas. Su comportamiento estructural puede ser expresado en la relación esfuerzo-deformación, por lo tanto, se le realizan ensayos con probetas de hormigón.

- **Modelo de Whitney**

El modelo plantea sustituir la variación de esfuerzos parabólicos por un bloque rectangular uniforme. Este bloque se emplea para esquematizar los esfuerzos que tiene el hormigón. Whitney dice que mientras las variaciones de esfuerzos del hormigón son lineales bajo cargas bajas, y parabólico para cargas intermedias, se asumirá la forma rectangular cuando se acerque a la carga máxima. [23]

Ilustración 2. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo de comportamiento del hormigón no confinado de Whitney



Fuente: Análisis Sísmico por Desempeño AGUIAR, R

- **Modelo de Mander**

El modelo de Mander considera la contribución a la ductilidad y resistencia del acero, razón por la cual es un modelo útil para un análisis no lineal de la estructura. [24]

- **Modelo de Mander para Hormigón No Confinado**

El concreto no confinado, es un material que se comporta de forma oportuna a la compresión, pero débil a tracción y, por lo tanto, no puede ser aplicado estructuralmente. Para el hormigón no confinado se propone un estudio constructivo que define al material no confinado parámetros que ayudan a obtener el diagrama de esfuerzo – deformación como se observa en la ilustración 3.

- **Modelo de Mander para Hormigón Confinado**

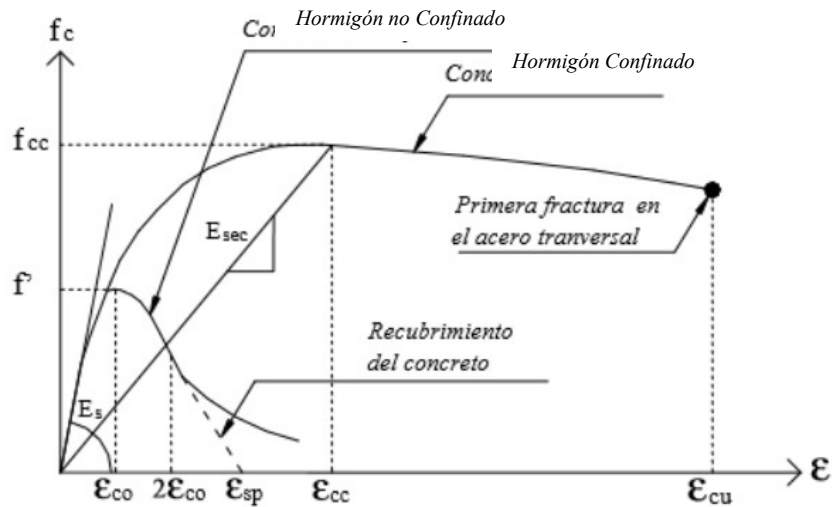
Está determinado por una curva continua, y además considera que el efecto del confinamiento no solo aumenta la capacidad de deformación del hormigón, sino también la resistencia a compresión del hormigón. Este modelo es aplicable para secciones circulares, rectangulares o cuadradas. [23] El acero de refuerzo no solo ayuda a tensión, también es utilizado en zonas de compresión para ayudar en su resistencia. En este modelo su falla comienza cuando colapsa el acero de refuerzo transversal y ya no es apta para

confinar el núcleo del hormigón, por lo que genera deformaciones grandes comparadas con otros modelos del material.

El confinamiento comienza cuando los esfuerzos a compresión se acercan a la resistencia máxima, es ahí cuando las deformaciones transversales en el hormigón se agrandan porque existe un agrietamiento y por esta razón el hormigón se engancha al refuerzo de acero lo que genera una fuerza de confinamiento incrementando la resistencia a compresión y minimiza las deformaciones. [25]

En la ilustración siguiente se encuentra las curvas de esfuerzo – deformación para hormigón confinado y no confinado.

Ilustración 3. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo de Mander para el Hormigón Confinado y No Confinado



Fuente: (B. Mander, M. Priestley y R. Park) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete et al. 1988

Ecuaciones por utilizar según Mander (1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} * X^r}{r-1+X^r} \text{ (Ec. 1)}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \text{ (Ec. 2)}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \text{ (Ec. 3)}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \text{ (Ec. 4)}$$

$$f_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 * fle}{f'_c}} - \frac{2 * fle}{f'_c} - 1.254 \right), MPa \text{ (Ec. 5)}$$

$$fle = 0.5 * Ce * \rho v * fy, MPa \text{ (Ec. 6)}$$

$$\rho v = \frac{Av}{s * b'} \text{ (Ec. 7)}$$

Donde:

f'_{cc} = Resistencia máxima del hormigón confinado (expresada en MPa)

f'_c = Resistencia máxima del hormigón no confinado (expresada en MPa)

f_y = Resistencia máxima del acero de refuerzo (expresada en MPa)

ε_c = Deformación unitaria del hormigón

ε_{cc} = Deformación unitaria del hormigón simple, asociada al esfuerzo máximo confinante

ε_{co} = Deformación asociada a la resistencia máxima del hormigón f'_c

E_c = Módulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} = Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

fle = Esfuerzo o presión radial ejercida por el confinamiento (expresada en MPa)

Ce = Factor de efectividad de confinamiento, depende de la sección confinada, donde los valores son:

- Bien confinada = 1
- Circular (zuncho -espiral) = ≥ 0.95

- Rectangular (estribos) = 0.75 - 0.85
- Muros estructurales = 0.50

ρ_v = cuantía de acero de refuerzo transversal

A_v = Área de acero de refuerzo transversal (expresada en cm²)

S = Separación entre barras de acero de refuerzo transversal (expresada en cm)

1.1.3.4.2.2. Modelo Constitutivo del Acero

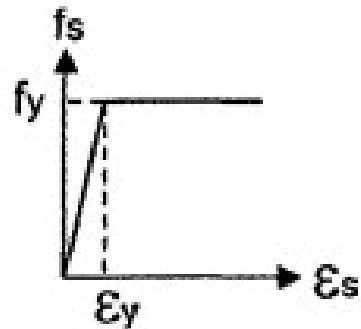
El acero es una combinación entre elementos, como son el hierro y el carbón principalmente y como secundarios el cobre, cromo, cobalto, bronce, aluminio, estaño y zinc, el porcentaje de los cuales permiten contribuir con las propiedades físicas y mecánicas del material. Las barras de acero de refuerzo son usadas para establecer o formar el hormigón armado que ayuda a resistir esfuerzos de corte y torsión en los elementos estructurales de la edificación, se presentan con barras longitudinales y transversales, se puede realizar ensayos de tensión para encontrar una representación gráfica de la deformación vs el esfuerzo. [26]

Los modelos de acero se los efectúan con el propósito de alcanzar una representación del comportamiento y las propiedades inelásticas del acero estructural y así la curva de esfuerzo – deformación se simplifican.

- **Modelo Elasto – Plasto**

Este modelo bilineal no toma en cuenta la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo a causa del endurecimiento por deformación de acero. La aplicación de este modelo no es apropiada para la estimación del desempeño sísmico porque no valora apropiadamente los esfuerzos del acero después de propasar el límite de fluencia, [26] además, porque posee un riesgo de que falle el hormigón por compresión sin que haya fluido el acero.

Ilustración 4. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al Modelo Elasto – Plasto del Acero

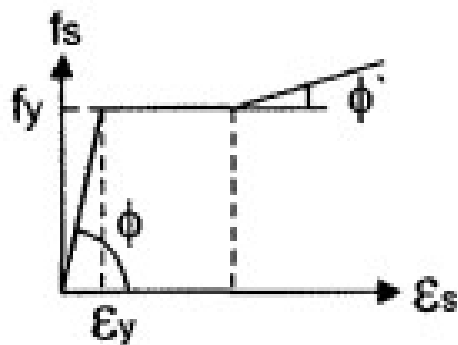


Fuente: (J. Chunque) Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca - Perú

- **Modelo Trilineal**

El modelo se aplica para acero de refuerzo que además de la fluencia muestran endurecimiento y, por consiguiente, logran someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. [26] Su empleo es para análisis no lineal y describe la relación esfuerzo – deformación con mayor aproximación.

Ilustración 5. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo Trilineal del acero

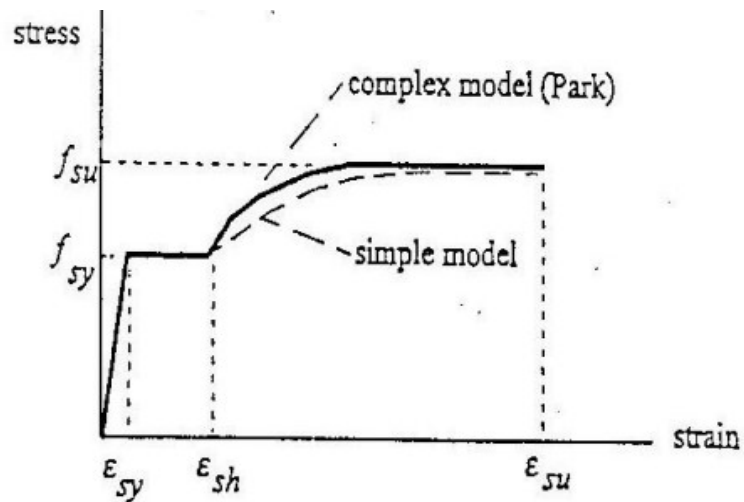


Fuente: (J. Chunque) Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca - Perú

- **Modelo de Park**

El modelo considera un comportamiento en el cual inicia de una aproximación de la curva esfuerzo – deformación a tracción del acero, está conformado por tres zonas, zona elástica lineal, zona de fluencia y zona de endurecimiento por deformación en donde el acero rescata su habilidad de resistir cargas. [27]

Ilustración 6. Diagrama de Esfuerzo – Deformación que Representa al modelo de Park (1975) del acero



Fuente: (D. Galarza) Evaluación del Desempeño Sísmico del Edificio de la Ocus mediante comparación del Análisis Estático no lineal (Pushover), Análisis Estático modal (Pushover multimodal) y Dinámico no-lineal.

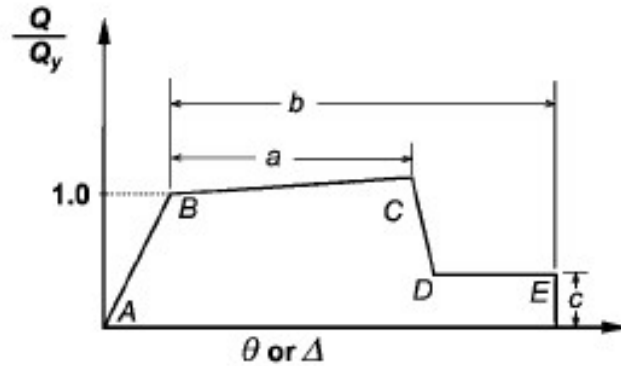
1.1.3.4.2.3. Generalización de la curva fuerza – deformación de elementos dúctiles de Concreto Armado

La correcta modelación de los elementos de concreto es un punto fundamental para un análisis no lineal, por lo que es necesario la utilización de graficas que definan el comportamiento de los elementos (vigas-columnas) bajo deformaciones que se van incrementando con la carga aplicada a estos.

A continuación, se muestra la curva fuerza vs deformación, donde la respuesta lineal se la representa desde el punto A hasta el punto de fluencia B, luego se encuentra la pendiente B a C, que interpreta la repuesta elástica, en esta se puede representar fenómenos como el endurecimiento por deformación, posteriormente la línea C a D que es el inicio de la

degradación de la resistencia, la línea D a E, comprende a la resistencia reducida y finalmente más allá del punto E, la resistencia es cero. [28]

Ilustración 7. Generalización de la Curva de Fuerza – Deformación del hormigón armado según el ASCE 41-13



Fuente: American Society of Civil Engineers – Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Los parámetros para la modelación se presentan en diferentes tablas dependiendo del tipo de elemento estructural y los valores entre los que se observan se pueden interpolar linealmente, estas se encuentran a continuación.

Tabla 9. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de Columnas de concreto armado (ASCE 41-13)

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

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

Fuente: American Society of Civil Engineers – Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Tabla 10. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales de Vigas de concreto armado (ASCE 41-13)

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	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 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 $\leq d/2$			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 $\leq d/2$			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

Fuente: American Society of Civil Engineers – Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Donde:

P = Fuerza axial de diseño

C y **NC** = confinado y no confinado respectivamente, se encuentra confinado cuando el refuerzo transversal su espaciamiento entre estribos es $\leq d/3$ dentro de la rótula y si la resistencia (V_s) de los estribos para mediana o alta demanda de ductilidad es menor a $\frac{3}{4}$ del cortante de diseño, de lo contrario se lo considera no conforme. [29]

1.1.3.4.3. Diagrama Momento – Curvatura

El diagrama define la capacidad elástica o inelástica de la sección transversal de un elemento, permite identificar la deformación de un elemento en su ángulo de giro con una carga que va incrementando. Es necesario realizar este análisis para entender el daño estructural en diferentes estados de la sección que se van a presentar en los elementos de la estructura. [25] Los puntos de análisis o estados límites de una sección de hormigón armado son:

- **Agrietamiento:** Esto sucede en el rango elástico, define un cambio significativo en la rigidez de la sección que puede ser excedido con un sismo pequeño
- **Fluencia:** es el segundo cambio significativo en la rigidez. El acero extremo superior longitudinal comienza a fluir.
- **Desprendimiento:** Se demanda una reparación local, aparece desprendimiento en el recubrimiento de la sección. Es el punto crítico en secciones pobremente confinados.
- **Pandeo:** Inicio del pandeo en los aceros longitudinales. Después de este punto demanda daños irreparables.
- **Último:** Existe fractura del acero longitudinal y transversal.

1.1.3.4.3.1. Límites de deformación para el análisis momento-curvatura

- **Fluencia.** - El acero llega al inicio de la fluencia, cuando $\xi_s = 0.002$ [30]
- **Servicio.** - Inicia el desprendimiento. Este análisis se lo realiza para:
 - Compresión: donde la deformación del concreto es $\xi_c = 0.004$
 - Tensión: para elementos que soportan cargas axiales (columnas), la deformación máxima del acero es $\xi_s = 0.015$ y para los elementos que no soportan carga axial (vigas) la deformación máxima es de $\xi_s = 0.0010$ [31]
- **Control de daño.** - Inicio del pandeo del acero de refuerzo. Este análisis se lo realiza para:

- Compresión: el límite de deformación del concreto se lo considera cuando se produce la fractura del refuerzo transversal de confinamiento del núcleo de hormigón, por lo que puede ser definida con $\xi_c = 0.004 + 1.4 * \frac{pv * fyh * \xi_{su}}{f'_{cc}}$ (Ec. 8);
 - Tensión: depende de la cuantía de acero y el espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal. Además, del deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto en la sección crítica, y los efectos de cambio de tensión. Para el cual la deformación del acero es $\xi_s = 0.6 \xi_{cu}$ (Ec. 9) [31]
- **Deformación Último.** – Es causada cuando la sección del elemento ya no soporta carga gravitacional, donde se degrada la resistencia en más del 20% de la resistencia máxima, donde el acero tiene una deformación de $\xi_{su} = 0.10$ a 0.12 o hasta menor. [31]

Donde:

ξ_s = Deformación del Acero

ξ_c = Deformación del Hormigón

pv = Cuantía del refuerzo transversal

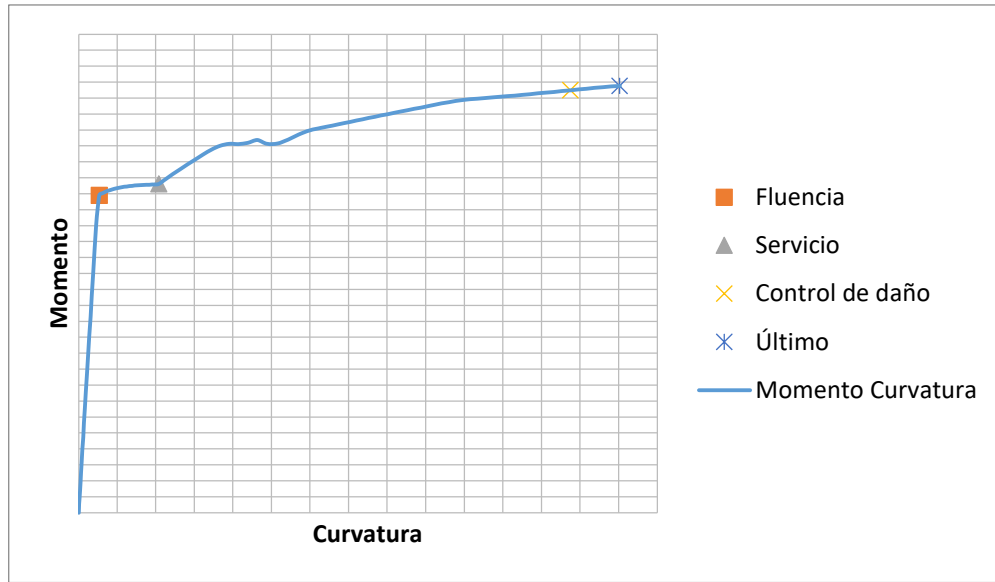
fyh = Límite de fluencia del Acero

ξ_{cu} = Deformación última del Hormigón

ξ_{su} = Deformación última del Acero

f'_{cc} = Esfuerzo a compresión del Hormigón confinado

Ilustración 8. Representación del Diagrama Momento – Curvatura con los respectivos límites de Deformación



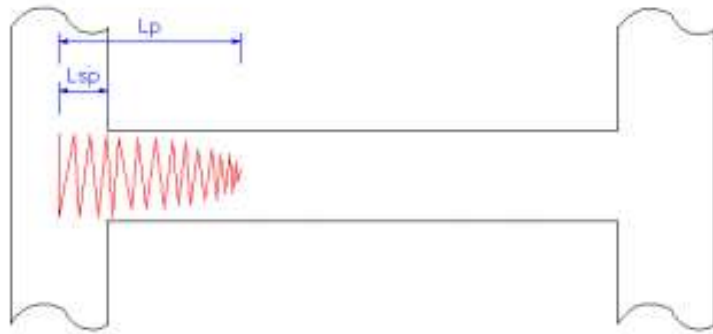
Fuente: Tesista Thalía Barreno

1.1.3.4.4. Rótula Plástica

La rótula plástica es el punto en el que el elemento es incapaz de absorber momento a flexión y empieza a girar. Se forma a una longitud que depende del modelo de conexión entre elementos y de las características de las secciones. [32] Este es un dispositivo de disipación de energía creada por la excitación sísmica que es transferida a la estructura.

La rotula plástica es una zona de daño equivalente en la que se agrupa toda la deformación inelástica, a la que se determina como una longitud plástica expresada como L_p .

Ilustración 9. Formación de la Rótula Plástica y Longitud de Penetración



Fuente: (C. MEDINA,2012) Estudio de la Relación Momento – Curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado

Según Paulay y Priestley considera la longitud mediante las siguientes expresiones: [31]

$$L_p = 0,080L_c + L_{sp} \text{ (Ec. 10)}$$

$$L_{sp} = 0,022f_y \cdot d_{bl} \text{ (Ec. 11) [31]}$$

Donde:

L_p = Longitud de la rótula plástica tomada desde el nudo (expresada en metros)

L_c = Longitud de la sección crítica al punto de inflexión del miembro o elemento (expresada en metros)

L_{sp} = Longitud de penetración (expresada en metros)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (expresada en MPa)

d_{bl} = Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (expresada en metros)

Estas suposiciones permiten pasar de la relación momento vs curvatura a la relación momento vs rotación multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva. [33]

Tabla 11. Ubicación de las rótulas plásticas según el sistema estructural (NEC 2015)

Sistema Estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte, pero débil en flexión
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento, pero débil en flexión
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos de las vigas de acople	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte, débil en flexión

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE HM Estructuras de Hormigón Armado

1.1.3.4.5. Desempeño

El diseño por desempeño tiene como objetivo establecer el comportamiento de una edificación ante cualquier tipo de sollicitación, donde se proyecta que la edificación pueda ofrecer protección a sus ocupantes y en ciertas ocasiones permitir que la estructura no colapse pero sin alterar su periodo de vida útil como en el caso de estructuras esenciales, para lograr esto cuando todavía no se producen deformaciones permanentes se debe ocupar el rango elástico y pretender que la edificación trabaje con un comportamiento lineal, y un comportamiento no lineal cuando haya daño dicho de otra manera, cuando entra en el rango inelástico se intenta impedir que trabaje como un mecanismo, lo que producirá que la edificación colapse inevitablemente. [34]

El diseño por desempeño considera el análisis no lineal para la evaluación del diseño estructural de la edificación para adquirir información del diseño y un pronóstico "no preciso" del comportamiento de este.

Los niveles de desempeño describen un estado límite de daño establecido en función de tres aspectos:

- Los posibles daños que pueden sufrir los elementos estructurales y no estructurales.
- La amenaza de la seguridad de los ocupantes en la estructura a causa de los daños ya mencionados.
- La funcionalidad de la estructura una vez cesada u ocurrido el sismo. [35]

1.1.3.4.5.1. Niveles de Desempeño según el Comité Visión 2000 SEAOC

- **Totalmente ocupacional.** – En este nivel no acontece ningún tipo de daño. Los efectos en las personas que están en la estructura son despreciables ya que permanece totalmente segura para sus habitantes. Los servicios de la estructura se mantienen funcionales y aptas para su uso, por lo que no se requieren reparaciones.
- **Operacional.** - Nivel donde ocurren ciertos daños moderados en elementos no estructurales, además, también puede haber algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no altera la seguridad de la edificación la cual inmediatamente podrá cumplir sus funciones normales después de un sismo. Requieren reparaciones menores.
- **Seguridad.** - Nivel donde hay daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Se mantiene al margen de seguridad ante un colapso, aunque exista una disminución en la rigidez lateral de la edificación y la capacidad de resistir cargas laterales. Suspensión de servicios eléctricos, de agua y alteración de las vías de escape de la estructura. Los daños después de ocurrido el sismo pueden ocasionar que no permita que se habite inmediatamente la edificación, por lo que necesite su rehabilitación, si es posible y económico.

- **Próximo a colapso.** - Nivel donde se involucra la estabilidad de la estructura por el descenso de la rigidez lateral y su capacidad de resistencia. Las vías de evacuación pueden llegar a ser obstruidas. La estructura es completamente insegura para sus ocupantes. La reparación no es factible tanto constructivamente como económico por los daños graves que sufre la edificación. [36]

Tabla 12. Descripción de estados de daño y niveles de desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de Daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando su servicio
Leve	Operacional	Agrietamientos en los elementos estructurales. Daño leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden verse dañados. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación

Fuente: California SEAOC, Comité Visión 2000 (1995)

1.1.3.4.5.2. Niveles de Desempeño no Estructural según el ACT 40

- **NP – A Operacional.** – Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando luego de que ocurriera un sismo. Algunos

servicios externos pueden llegar a interrumpirse, no obstante, la edificación se mantiene habitable sin ningún riesgo.

- **NP – B Ocupación Inmediata.** – Después de un evento sísmico, los sistemas, componentes y elementos no estructurales mantienen en su lugar, con pequeñas interrupciones que no implica mal funcionamiento. Algunos servicios externos pueden estar cortados. La seguridad para los ocupantes permanece sin riesgo.
- **NP – C Seguridad.** – Existe notable daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales. No hay colapso, algunos equipos o maquinaria pueden verse afectados, además, puede haber personas perjudicadas, sin embargo, el peligro a la vida es mínimo por los daños existentes en los elementos no estructurales.
- **NP – D Amenaza.** – Encierra significativo o gran daño en los sistemas, componentes y elementos estructurales. No hay colapso de elementos grandes que puedan ser un peligro para las personas, pero el peligro a la vida es elevado por los daños no estructurales.
- **NP – E No considerado.** – No se considera como un nivel de desempeño, pero es una condición que contiene una evaluación sísmica de los componentes estructurales. [36]

1.1.3.4.5.3. Niveles de Desempeño Estructural según el ACT 40

- **SP – 1 Ocupación Inmediata.** – Después de ocurrido un sismo, los daños son limitados en los elementos estructurales, no hay peligro a la vida y la funcionalidad de la estructura se conserva en su totalidad. Se mantiene intacto la resistencia a cargas verticales y laterales de la edificación.
- **SP – 2 Daño Controlado.** – Nivel de daño que puede variar entre el nivel anterior de ocupación inmediata y el nivel de seguridad, las personas no están en peligro, no obstante, pueden verse afectado levemente.
- **SP – 3 Seguridad.** – Nivel donde puede ocurrir un daño importante de la estructura, aunque la mayor parte de elementos se conservan. Existe una

posibilidad de colapso parcial o total de la edificación por lo que hay un peligro en la vida de las personas e incluso los individuos externos o fuera de la construcción pueden llegar a ser afectados. Requiere reparaciones estructurales, sin embargo, se lo efectúa dependiendo de la factibilidad económica.

- **SP – 4 Seguridad limitada.** – Nivel de daño que tiene un peligro alto para los habitantes de la edificación. Varía entre el nivel de seguridad y estabilidad estructural.
- **SP – 5 Estabilidad Estructural.** – Está en el límite de verse afectado por un colapso parcial o total. Ocurren daños sustanciales, hay decadencia de la rigidez y la resistencia a cargas laterales. Al existir replicas puede producirse el colapso de la edificación teniendo así, un cuantioso peligro de las personas que se encuentren dentro o fuera de la estructura. Requieren reparaciones de los elementos estructurales significativos.
- **SP – 6 No Considerado.** – No se considera como un nivel de desempeño, pero es una condición que contiene una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. [36]

1.1.3.4.5.4. Niveles de Desempeño para el Edificio según el ACT 40

- **1 – A Operacional.** – Nivel en el cual no ocurren daños o son limitados. La estructura permanece completamente segura, funcionando con normalidad y sus servicios intactos posterior a un sismo. No se requieren reparaciones.
- **1 – B Ocupación Inmediata.** – (corresponde a edificaciones esenciales) Existen daños moderados en elementos no estructurales y daño leve en elementos estructurales. La seguridad de las personas se mantiene y puede ser ocupada inmediatamente la edificación después del sismo.
- **3 – C Seguridad de vida.** – Conlleva un daño grave en elementos no estructurales y daño moderado en elementos estructurales. La rigidez lateral y resistencia se reducen en grandes porcentajes. Se garantiza la vida de las personas por lo que la

posibilidad de pérdidas humanas es nula. La estructura puede o no ser reparable considerando la parte económica.

- **5 – E Estabilidad Estructural.** – La edificación apenas puede soportar cargas gravitacionales por lo que está muy próxima al colapso y puede llegar a suceder este evento en presencia de réplicas. Los servicios de evacuación se ven suspendidas o interrumpidas, de tal forma que el peligro para la vida es elevado. No es reparable, por tanto, se requiere su desalojo. [36]

Tabla 13. Niveles de Desempeño para el edificio

	SP - 1 Inmediata Ocupación	SP - 2 Daño Controlado	SP - 3 Seguridad	SP - 4 Seguridad Inmediata	SP - 5 Estabilidad Estructural	SP - 6 No Considerada
NP - A Operacional	<i>1 - A Operacional</i>	2 - A	NR	NR	NR	NR
NP - B Inmediata Ocupación	<i>1 - B Inmediata Ocupación</i>	2 - B	3 - B	NR	NR	NR
NP - C Seguridad	1 - C	2 - C	<i>3 - C Seguridad</i>	4 - C	5 - C	6 - C
NP - D Amenaza	NR	2 - D	3 - D	4 - D	5 - D	6 - D
NP - E No Considerado	NR	NR	3 - E	4 - E	<i>5 - E Estabilidad Estructural</i>	<i>No Aplica</i>

Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

1.1.3.4.5.5. Niveles de Amenaza Sísmica

La comprobación de desempeño se efectúa para los niveles de amenaza sísmica a seguir. Se catalogan los sismos dependiendo de los niveles de peligro y período medio de retorno como se indica en la tabla siguiente: [11]

Tabla 14. Niveles de Amenaza Sísmica

Nivel de sismo	Tipo de sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno T	Tasa de excedencia
1	Frecuente	50%	72	0,01389
2	Ocasional	20%	225	0,00444
3	Raro	10%	475	0,00211
4	Muy Raro	2%	2500	0,00040

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 4.3.2

1.1.3.4.6. Linealización Equivalente

Este procedimiento se lo realiza en base a la ductilidad de la estructura que está en función del desplazamiento máximo y el de fluencia. Se lo resuelve de manera iterativa y se la efectúa para ductilidades menores a diez. [17] La finalidad es la estimación del desplazamiento máximo de un sistema no lineal a través de un sistema lineal equivalente en un periodo y amortiguamiento efectivo.

1.1.3.4.6.1. Conversión de la curva de demanda

Como primer punto se elabora la elección de un espectro de amortiguamiento inicial del 5% sin que tenga reducciones, donde se interpretará el movimiento del suelo, este podrá ser probabilista o determinista dependiendo del lugar donde se elabore el análisis. [37]

El espectro se encuentra en función a la relación aceleración vs periodo, el cual será transformado para que cumpla la relación aceleración vs desplazamiento, conocido como ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectra), esto se lo realiza con el uso de la siguiente fórmula. [38]

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * g \text{ (Ec. 12)}$$

Donde:

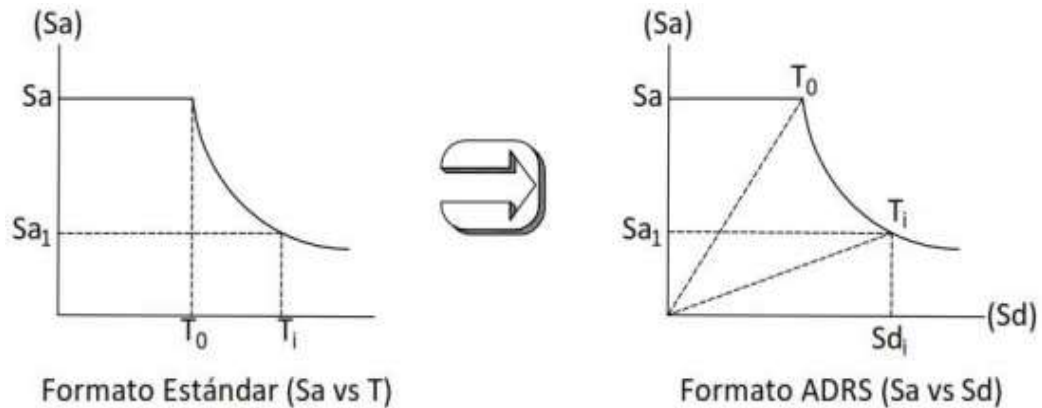
S_{di} = Desplazamiento Espectral en el punto i

T_i = Periodo en el punto i

S_{ai} = Aceleración espectral en el punto i

g = Aceleración de la gravedad

Ilustración 10. Representación de la Transformación del Espectro conocido como ADRS



Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

1.1.3.4.6.2. Conversión de la curva de capacidad

La curva capacidad de la edificación "PUSHOVER", será convertida en función a la relación Aceleración vs Desplazamiento mediante las siguientes fórmulas. [38]

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \text{ (Ec. 13)}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}} \text{ (Ec. 14)}$$

Donde:

V_i = Cortante Basal en el punto i

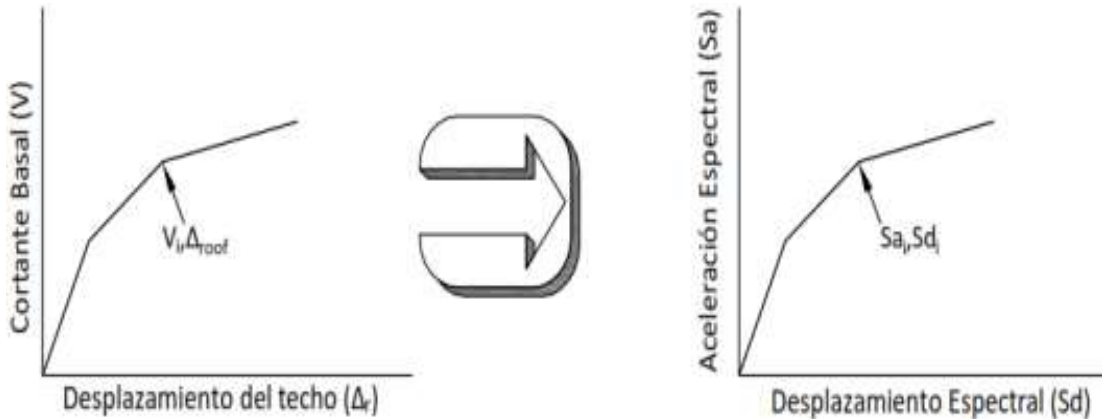
W = Carga reactiva de la edificación

α_1 = Coeficiente de participación modal de la masa

Δ_{roof} = Desplazamiento de la edificación

PF = Factor de participación modal para el periodo fundamental

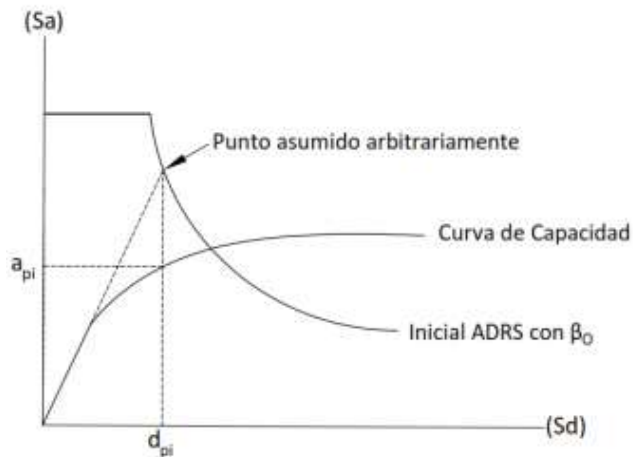
Ilustración 11. Representación de la Transformación de la Curva de Capacidad



Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

A continuación de las transformaciones de las curvas, se determina un punto asumido (d_{pi} , a_{pi}) de desempeño, el cual se lo realiza mediante en la siguiente ilustración.

Ilustración 12. Diagrama para la determinación del punto de Desempeño Inicial



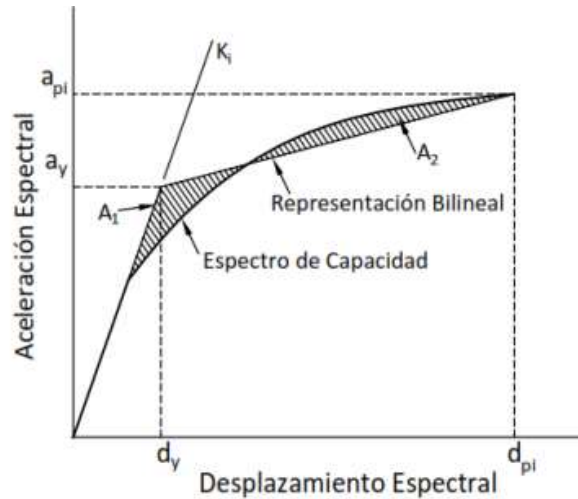
Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

1.1.3.4.6.3. Construcción de la Idealización Bilineal

La representación bilineal nos ayuda a estimar el amortiguamiento efectivo y la adecuada reducción del espectro de demanda. Simplifica el diagrama mediante dos rectas, una recta elástica que se forma desde el origen con una pendiente que termina en el punto

de fluencia (d_y , a_y) y la segunda recta plástica que va desde el punto anterior mencionado hasta el punto último (d_{pi} , a_{pi}). Las áreas que forman entre la curva y la idealización bilineal deben ser prácticamente iguales. [38]

Ilustración 13. Representación de la Idealización Bilineal de la Curva Capacidad



Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings

Con la utilización de la idealización bilineal se puede encontrar la rigidez post - elástica y la ductilidad, los cuales son fundamentales para la obtención del amortiguamiento y periodo efectivo. [37]

$$\alpha = \frac{\frac{V_u - V_y}{d_u - d_y}}{\frac{V_y}{d_y}} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde:

α = rigidez post - elástica

μ = ductilidad

V_u = Cortante Basal último

V_y = Cortante Basal de fluencia

du = Desplazamiento último

du = Desplazamiento de fluencia

1.1.3.4.6.4. Amortiguamiento y periodo efectivo

El periodo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) son parámetros óptimos equivalentes lineales, los cuales se los define a través de una comparación estadística que reduce el porcentaje de error entre la respuesta máxima del sistema inelástica real y semejante lineal equivalente, que es la media del valor absoluto de la diferencia entre los desplazamientos. [37]

- **Amortiguamiento Efectivo**

Es el porcentaje de la amortiguación crítica para cualquier modelo y los valores cumplen con las siguientes fórmulas que dependen de la ductilidad de la edificación. [37]

- $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_o \text{ (Ec. 17)}$$

- $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_o \text{ (Ec. 18)}$$

- $\mu > 4.0$

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

Donde:

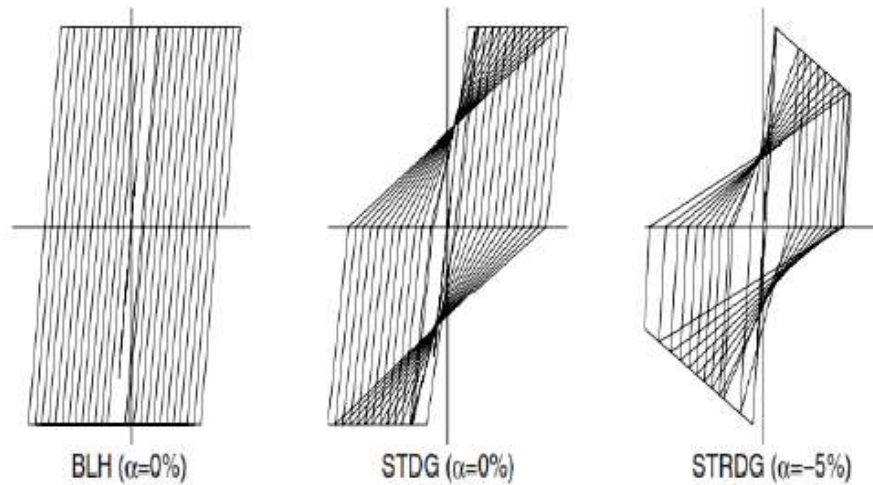
β_{eff} = Amortiguamiento Efectivo

β_o = Amortiguamiento Inicial

μ = Ductilidad

A, B, C, D, E, F = Están establecidos de acuerdo con la tabla 15, son funciones de la curva de capacidad y rigidez post-elástica, que están mejorados para ajustar los resultados empíricos de los osciladores, modelo que tienen un comportamiento histórico definido como el modelo Bilineal Histerético (BLH), el modelo Degradación de Rigidez (STDG) y el modelo de Degradación de Resistencia y Rigidez (STRDG). [37]

Ilustración 14. Modelos de Comportamiento Histerético de la Curva de Capacidad



Fuente: Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA 440)

Tabla 15. Coeficientes para el Amortiguamiento Efectivo

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
<i>Model</i>	α (%)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
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: Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA 440)

Las edificaciones constan de combinaciones de elementos que tienen diferentes resistencia y rigideces, por lo que se dificulta que los modelos histeréticos se ajusten al comportamiento real de la edificación, razón por la cual se deben ocupar las ecuaciones siguientes para obtener el amortiguamiento efectivo. [37]

- $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o \text{ (Ec. 20)}$$

- $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o \text{ (Ec. 21)}$$

- $\mu > 4.0$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right) + \beta_o \text{ (Ec. 22)}$$

1.1.3.4.6.5. Periodo Efectivo

Este periodo se origina en el rango inelástico, donde la estructura sufrió degradación en su rigidez, por lo tanto, es más largo que el periodo de la edificación. Corresponde al desplazamiento de diseño en el espectro reducido dependiendo de la ductilidad de la edificación. [11]

- $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] T_o \text{ (Ec. 23)}$$

- $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_o \text{ (Ec. 24)}$$

- $\mu > 4.0$

$$T_{eff} = \left(K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)-1}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right) T_o \text{ (Ec. 25)}$$

Donde:

Teff = Periodo Efectivo

T_o = Periodo Inicial

μ = Ductilidad

A, B, C, D, E, F = Están establecidos de acuerdo con la tabla 16.

Tabla 16. Coeficientes para el Periodo Efectivo

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

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Fuente: Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA 440)

El periodo efectivo al igual que el amortiguamiento por su dificultad de que los modelos histeréticos se ajusten al comportamiento real de la edificación se deben ocupar las siguientes fórmulas. [37]

- $1.0 < \mu < 4.0$

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

- $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

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

- $\mu > 4.0$

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

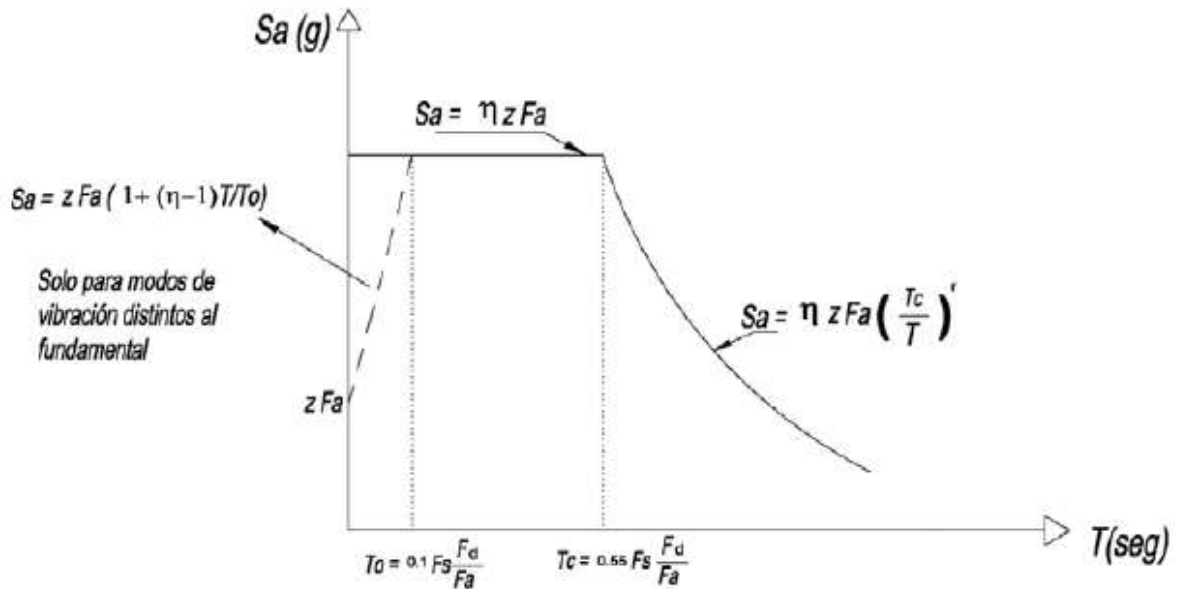
1.1.3.5. Demanda

La demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada de la estructura en un evento sísmico. Los desplazamientos de la estructura son producidos por el movimiento del suelo y estos varían con el tiempo, el movimiento originado puede ser definido en base a un espectro de respuesta de aceleración dependiendo del nivel de desempeño de la edificación o por un acelerograma del lugar o zona. [18] Gracias a estas deformaciones la estructura disipa energía evitando así que en la misma se produzca un colapso.

1.1.3.5.1. Espectro de Respuesta

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a), está expresado como fracción de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño. [11] su objetivo es la de suponer los probables movimientos sísmicos para un adecuado dimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación. [17]

Ilustración 15. Representación del Espectro de respuesta



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 3.3.1

Donde:

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

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

Fd = Coeficientes de amplificación de suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fs = Coeficientes de amplificación de suelo que, considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio y los desplazamientos relativos del suelo.

Sa = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependiendo del período de vibración de la edificación.

T = Período fundamental de vibración de la edificación.

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

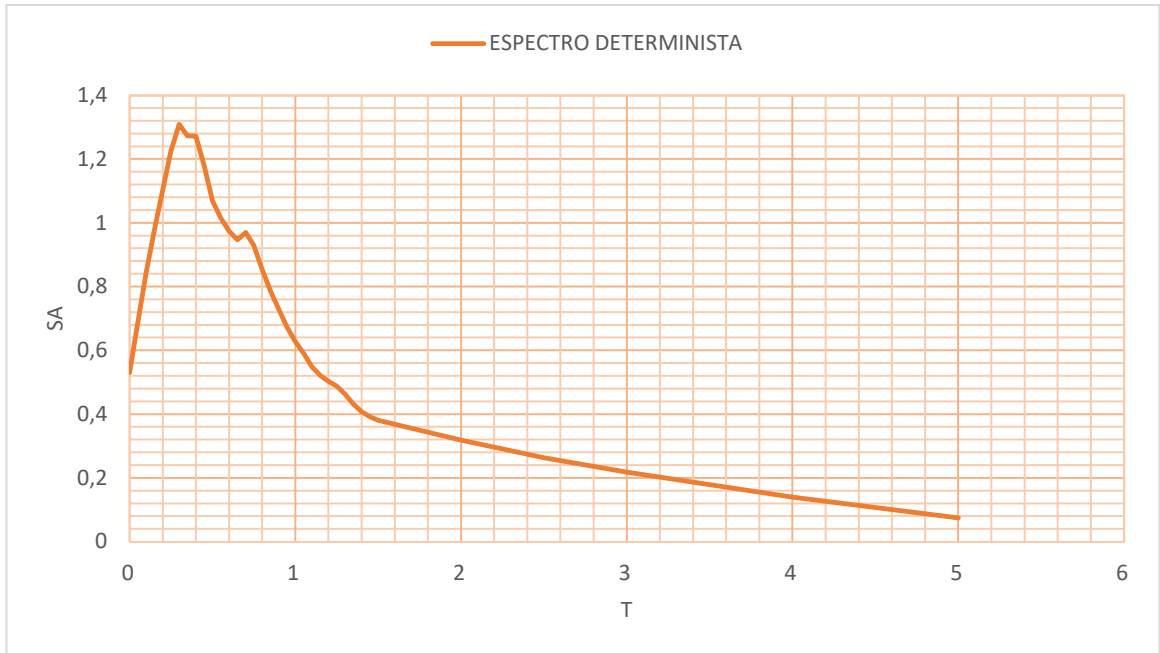
Tc = Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

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

1.1.3.5.2. Espectro determinista

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato efectuó estudios de peligro sísmica en la ciudad de Ambato, obteniendo como resultados las aceleraciones producidas por el espectro determinista en el rango 0.24 a 0.44 segundos, valores que son superiores a los encontrados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, esto hace que se produzca un incremento en las cortantes y derivas de estructuras que tengan periodos de vibración fundamental que coinciden en el intervalo crítico. [39]

Ilustración 16. Espectro Determinista obtenido del estudio de peligro sísmico de la ciudad de Ambato



Fuente: (K. Freire, 2018) Estudio del Peligro Sísmico Determinista para el Sector de Celiano Monge del Cantón Ambato

Tabla 17. Datos del Espectro Determinista

T (s)	Sa (g)
0,00	0,5304
0,05	0,6885
0,10	0,8452
0,15	0,9793
0,20	1,1047
0,25	1,2248
0,30	1,3089
0,35	1,2728
0,40	1,2721
0,45	1,1794
0,50	1,0687
0,55	1,0148
0,60	0,9737
0,65	0,9468
0,70	0,9694
0,75	0,9293
0,80	0,8542
0,85	0,7872
0,90	0,7283
0,95	0,6723
1,00	0,6275
1,05	0,5904
1,10	0,5484
1,15	0,5209
1,20	0,5034
1,25	0,4882
1,30	0,4623
1,35	0,4317
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: (K. Freire, 2018) Estudio del Peligro Sísmico Determinista para el Sector de Celiano Monge del Cantón Ambato

1.1.3.6. Medición de deformaciones mediante vibraciones

La vibración es una oscilación de una partícula alrededor de un punto fijo o de referencia. Este movimiento puede ser regular en dirección, frecuencia y/o intensidad, o aleatorio, que es lo más normal. Las vibraciones pueden causar disgusto, fatiga y puede manifestarse de forma destructiva.

La medición de vibración permite el control de las magnitudes de aceleración en las direcciones vertical, lateral y longitudinal, la determinación de las frecuencias naturales de la estructura, así como la deformación (esfuerzo dinámico) presente en algunos de sus elementos.

Los resultados alcanzados de la prueba experimental se comparan con el modelo analítico de la estructura, para comprobar que el comportamiento de este se ajusta a las condiciones de diseño y a la normativa nacional vigente. [40]

Existen diversas formas para que la magnitud de la vibración puede ser medida. En pisos de baja frecuencia con grandes desplazamientos, se podría observar el desplazamiento vibratorio. En la práctica, la amplitud del desplazamiento es dificultoso su medición y en pisos de alta frecuencia, la vibración puede ser tan severa, incluso cuando el desplazamiento resultante fuera tan pequeño para observarse visualmente, de esta manera las vibraciones se miden a través de aceleraciones del movimiento en la estructura por medio de instrumentos o equipos. [41]

Los instrumentos para utilizar dependen de cómo sea el tipo de medida de vibraciones en edificios y estructuras. Los acelerómetros, deformímetros, registradores, equipos de análisis, etc., se medirán bajo niveles de vibración y frecuencia, a causa de que tipo de vibraciones se originan en los edificios, puesto que bajos niveles de vibración pueden inducir grandes daños. Para la elección del instrumento adecuado se requiere un conocimiento del espectro de frecuencias de las vibraciones, además, de la amplitud de la estructura que se pretende medir.

Antes de empezar a medir hay que, seleccionar los puestos susceptibles de presentar riesgos por exposición a vibraciones mecánicas en la estructura, luego determinar las operaciones que realiza y el tiempo asociado a cada una de ellas y finalmente decidir una estrategia de mediada adecuado para cada caso. [42]

El AISC 360 menciona la evaluación mediante ensayos de carga para la medición de la deformación, donde se registra la cantidad y magnitud de las deformaciones inelásticas, considerando una descarga periódica. Las deformaciones de la estructura, tanto las que

ocurren en miembros, se debe controlar en los puntos críticos durante el ensayo y la posición inicial antes de la carga, se debe manifestar, manteniendo la carga de ensayo por un intervalo de tiempo, luego se debe descargar la estructura y registrar la deformación. Donde no sea posible ensayar la estructura completa, debe seleccionarse una zona que represente las circunstancias más críticas. Una vez completada la evaluación de una estructura o edificación, el responsable debe preparar un informe de la evaluación. [43]

1.1.3.7. Ensayo de rebote ASTM C805 (Esclerométrico)

Este ensayo permite establecer la uniformidad superficial del hormigón, definir zonas deterioradas o de baja calidad. Se puede utilizar para estimar la resistencia del concreto en el elemento estructural. [44]

Ilustración 17. Martillo Esclerométrico



Fuente: Patología rehabilitación construcción
(<https://www.patologiasconstruccion.net/2013/11/resistencia-del-hormigon-mediante-esclerometro-2-ensayo-y-valor-fc/>)

Según la norma ASTM C805, el ensayo consiste en un martillo de acero que golpea con una definida cantidad de energía un émbolo de acero, el cual está en contacto con la superficie del hormigón. La lectura se adquiere midiendo la distancia de rebote del martillo, la que permite tener una indicación de la resistencia del hormigón en el área ensayada. Las relaciones entre el número de rebote y la resistencia del hormigón solamente es una resistencia relativa del hormigón en diferentes zonas de la estructura.

Para la interpretación de los números de rebote se debe tomar en cuenta que martillos del mismo diseño pueden dar números de rebote diferentes, por lo que, las pruebas deben realizarse con el mismo martillo. [44]

Los elementos para ensayar deben tener un espesor mayor a los 100 mm (4pulgadas), de superficie lisa y seca, el esclerómetro debe estar en posición perpendicular a la superficie de prueba y separados los puntos de ensayo un mínimo de 25 mm. Se debe evitar los sitios con vacíos entre el agregado grueso, rugosidades o alta porosidad.

1.1.3.8. Reforzamiento de estructuras

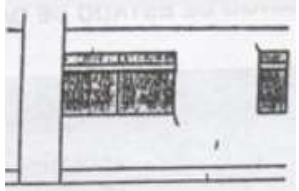
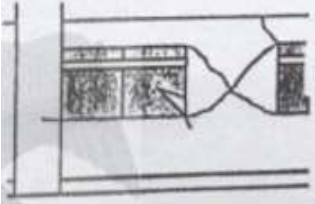
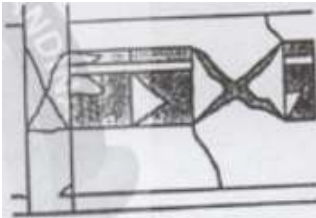
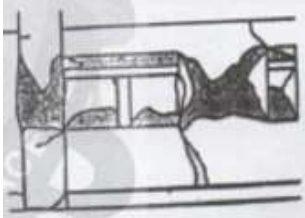
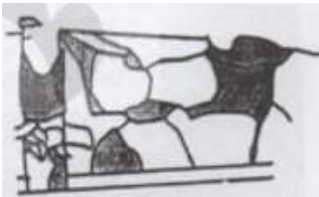
Este proceso radica en la modificación de las características estructurales de la estructura como es la rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía, las mismas que permiten que la edificación pueda poseer un diseño sísmico aceptable y que cumpla con las normas vigentes.

El reforzamiento de un elemento estructural o varios se los efectúa para incrementar su capacidad de resistir los esfuerzos producidos por las cargas que ejercen sobre la edificación. [45] Los valores de la conducta sísmica incrementado por un reforzamiento estructural, deberá ser considerado de acuerdo con las diferencias entre el objetivo del reforzamiento y el comportamiento potencial posterior al reforzamiento. El número de elementos a reforzar se los definirá después de un análisis acorde al valor de comportamiento solicitado y a la distribución de estos elementos. [46]

Para seleccionar el método de reforzamiento de una estructura se debe tener en cuenta el modelo de estructura que se va a intervenir, el proceso de reparación debe ser lo menos destructivo posible y concordante con las características intrínsecas de la edificación.

El reforzamiento se lo realiza de acuerdo con el nivel de daño para estructuras de hormigón armado, los cuales se puede encontrar en el ACT – 40.

Tabla 18. Niveles de Daño de Estructuras

Nivel de Daño	Daños en elementos	Ilustración de Daño
Daño Ligero	No se encuentran daños. Las columnas, muros de corte o muros no estructurales son ligeramente dañados	
Daño Moderado	Se encuentra agrietamientos típicos de corte t flexión en columnas, agrietamientos de corte en muros de corte, o daño severo en muros no estructurales.	
Daño Severo	Se encuentra desprendimientos de concreto, pandeo del refuerzo y aplastamiento. La resistencia lateral de los muros de corte es reducida debido al agrietamiento severo por corte	
Colapso Parcial	La edificación es parcialmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas	
Colapso Total	La edificación es totalmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte severamente dañadas.	

Fuente: (ATC-40) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

Existen distintas técnicas para reforzamiento de una estructura, que ayuden a incrementar su ductilidad, rigidez, capacidad de resistir cargas axiales, etc. A continuación, se detallarán las metodologías para reforzamiento más utilizadas.

1.1.3.8.1. Muros de Corte

Los muros de corte son elementos estructurales, su característica primordial radica en que el ancho es mucho más pequeño que las demás dimensiones, estos elementos pueden ser de concreto vaciado in situ, muros que sean prefabricados y aquellos que son compuestos por placas de acero. Este método de reforzamiento está determinado en la FEMA 274, en el capítulo 10. [28]

Los muros de corte ayudan a que la estructura resista esfuerzos producidos por cargas laterales, como es el viento y el sismo, en este caso se los considera para resistir cargas laterales de sismo, además para cargas verticales como si fuera una columna alargada. Para el diseño se distribuyen los muros en forma simétrica para que no se altere el centro de rigidez de la estructura y no exista problemas de torsión, si no se llega a distribuirlos correctamente las demandas de ductilidad pueden resultar excesivas con la consecuente disminución de resistencia. [7]

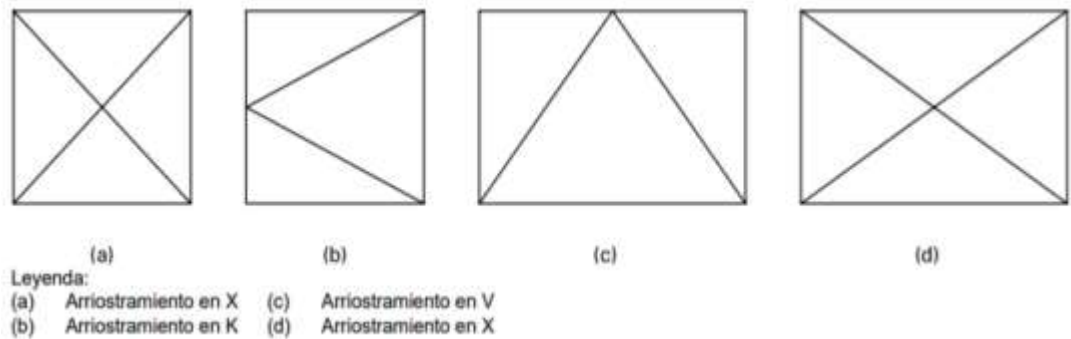
Las funciones principales son:

- Reducir los desplazamientos laterales, limitándolos al momento del sismo.
- Disminuir la vibración en la estructura.
- Limitar las deformaciones de piso.

1.1.3.8.2. Arriostramiento metálico

El arriostramiento es un elemento estructural que rigidiza o estabiliza la edificación impidiendo o limitando parcialmente su desplazamiento o deformaciones, puede ser colocado de varias maneras, como en forma de X, K y V, como se puede observar en la ilustración 19. Los arriostramientos en X, las cargas son transmitidas hacia las columnas y no hacia las vigas. A diferencia del tipo V o K, que poseen la capacidad de enfrentar fuerzas de compresión. [47] El FEMA 274, indica que la configuración más apta en arriostramientos metálicos es en X o también conocido como cruz de San Andrés, ya que las vigas de piso no absorben parte de las cargas laterales, si no las columnas ayudando a rigidizar más la estructura.

Ilustración 18. Tipos de Arriostramientos Metálicos



Fuente: (J. Loiza,2018) Estudio de los Métodos de Rehabilitación Usados en Edificios Afectados por el Sismo del 16 de abril de 2016 en el Ecuador.

Los arriostramientos de Diagonales que forman una Cruz están considerados en el grupo de Arriostramientos concéntricos de la norma AISC 341-10, que debido a su configuración son una solución eficaz antes sismos porque resisten cargas laterales que generan esfuerzos axiales.

Los arriostramientos en forma de V o V invertida (Chevrón), el vértice de este tipo no coincide con un nudo viga-columna del pórtico, sino que se conecta en la zona central de las vigas. Estas pueden tener una respuesta inelástica inadecuada si no se diseña con el principio viga fuerte. Por lo que el AISC 341, indican requerimientos especiales y alternativas para evitar efectos negativos como por ejemplo utilizarlas en forma de X comprendida entre dos pisos o incluir una columna intermedia o de cierre.

1.1.3.8.3. Encamisado con hormigón

Este procedimiento coloca una nueva capa de hormigón armado sobre una existente, también llamado recrecido de hormigón, se lo vierte por medio de colocación de encofrado o proyectado por medio de una manguera que permite dar una mayor resistencia y adherencia. El elemento reforzado incrementa su rigidez y se lo realiza con el objetivo de aumentar la capacidad a la compresión o tracción en elementos flexionados. Puede ser utilizada con malla electrosoldada para así acrecentar la resistencia axial y cortante en columnas. [48]

1.1.3.8.4. Reforzamiento estructural con Fibra de Carbono.

Las fibras de carbono son materiales compuestos por un 95% de carbono y un 5% de otro tipo de componentes, estas se obtienen a partir de una fibra llamada poliacrilonitrilo, que es sometida a distintos procedimientos de transformación: estirado, oxidación, carbonatación y grafitización. [48]

Para un buen funcionamiento del reforzamiento con fibras de carbono, se debe tomar en cuenta la adherencia a la cara del hormigón, por lo que su aplicación debe hacerse con personal especializado y cumplir con requerimientos mínimos como la uniformidad y espesor de la cada de fibra, la geometría de los elementos que necesiten reforzamiento y condiciones ambientales, además la superficie debe estar tratadas si contienen gritas o imperfecciones. Con el uso de este reforzamiento, las estructuras pueden aumentar características mecánicas de los elementos estructurales como las observadas a continuación: [48]

- Incremento de la resistencia a flexión de vigas, losas y muros de concreto.
- Incremento de la resistencia a cortante de vigas y muros de concreto.
- Reestablecer la capacidad de las estructuras de concreto que estén deterioradas
- Limitación de las deformaciones.
- Mejorar la resistencia y ductilidad de las columnas de concreto.
- Incremento de confinamiento y resistencia a las conexiones de concreto.
- Reducción de riesgos de fallas a corte en vigas y muros de concreto.

1.1.4. Hipótesis

El edificio de La Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi puede presentar distinta vulnerabilidad sísmica y grados de cumplimiento de la norma sismo – resistente.

1.2.Objetivos

1.2.1. General:

Analizar la vulnerabilidad sísmica y el grado de cumplimiento de la norma sismo-resistente del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial, Campus Huachi.

1.2.2. Específicos:

- Conocer el estado actual de la Facultad de Ingeniería en Sistemas y su nivel de desempeño sísmico.
- Obtener el rango de deformación de la estructura a través de medición de vibraciones.
- Identificar el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante el método estático no lineal Pushover para determinar su curva de capacidad.
- Evaluar los resultados mediante los criterios de la normativa vigente de vulnerabilidad sísmica de estructuras en el Ecuador.
- Determinar un método de reforzamiento de la edificación para mejorar su respuesta y desempeño sísmico.

CAPITULO II

2. METODOLOGÍA

2.1. Materiales y Equipos

2.1.1. Materiales

Tabla 19. Materiales Utilizados en el Trabajo

MATERIALES		
Tipo	Cantidad	Unidad
Computador	1	Unidad
Impresora	1	Unidad
Calculadora	1	Unidad
Cámara fotográfica	1	Unidad
Hojas de papel bond	100	Unidad
Cuaderno	1	Unidad
Esferos	2	Unidad
Lápiz	1	Unidad
Borrador	1	Unidad
Gasolina	1	Unidad
Agua	1000	Cc
WD-40	1	Unidad
Muestras de suelo	4	Unidad
Fundas plásticas	4	Unidad

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.1.2. Equipos

Tabla 20. Equipos utilizados en el trabajo

EQUIPO			
Tipo		Cantidad	Unidad
Software Etabs		1	Unidad
Programa Excel		1	Unidad
Martillo Esclerométrico		1	Unidad
Flexómetro		100	Unidad
Cinta Métrica		1	Unidad
Equipo SPT	Trípode	1	Unidad
	Martillo	1	Unidad
	Tubo tipo Shelby	1	Unidad
	Cuchara partida	1	Unidad
	Tubo guía	4	Unidad
	Motor	1	Unidad
	Polea	1	Unidad
Equipo para ensayos de laboratorio	Horno	1	Unidad
	Balanza eléctrica	1	Unidad
	Tamizadora	1	Unidad
	Tamices	5	Unidad
	Picnómetro	1	Unidad
	Recipientes grandes	8	Unidad
	Recipientes pequeños	48	Unidad
	Casa grande	2	Unidad

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2. Métodos

2.2.1. Nivel o tipo de investigación

En el presente proyecto experimental los tipos de investigación a ser aplicados son: exploratorio, de campo y descriptiva.

- **Exploratorio:** Se lo realiza para la obtención de información a través de inspecciones al edificio por medio de formularios de la norma FEMA 154, NEC 2015 y de la SNGR, los cuales ayudarán a la determinación de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de la Facultad.
- **De campo:** Abarca una investigación en la cual se realiza ensayos en el sitio, los cuales son del martillo esclerómetro para encontrar la resistencia del hormigón de la edificación, un SPT para la obtención del ángulo de fricción interna, compacidad relativa, presión vertical, capacidad Portante del suelo, módulo de balasto, velocidad media de la onda Corta y tipo de suelo, además, ensayos de laboratorio con las muestras del suelo obtenidas con el ensayo mencionado.
- **Descriptiva:** Se utiliza este tipo de investigación debido a que los resultados obtenidos se describen y se comparan con valores determinados por las normas vigentes en el país.

2.2.2. Población y muestra

- **Población:** La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se lo realizará en el edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial (Bloque 1) de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi, la cual es una estructura de hormigón armado de 3 pisos.

Ilustración 19. Ubicación de la FISEI



Fuente: Google Earth Pro

Tabla 21. Coordenadas de la FISEI (Google Earth)

Coordenadas WGS 84 Zona 17S	
Este	Norte
764381.88 m	9859739.39 m

Fuente: Google Earth Pro

- **Muestra:** Se establecerá el grado de vulnerabilidad sísmica al edificio de manera cualitativa por medio de evaluaciones rápidas y cuantitativa planteando dos modelos matemáticos en la estructura en las cuales se realizarán un análisis dinámico y un análisis estático no lineal. En el modelo 1 la edificación se lo realizará en base a los planos sin ningún tipo de modificación, mientras que, en el modelo 2 será en base a los planos, pero se la estabilizará para que cumpla con los requerimientos sismorresistentes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente.

2.2.3. Plan de Recolección de Datos

Tabla 22. Plan de Recolección de Datos

Preguntas básicas	Explicación
¿Para qué?	Para determinar la posibilidad de que la edificación obtenga algún tipo de daño ante una amenaza sísmica en la zona.
¿De qué personas u objetos?	El bloque 1 de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial de la Universidad Técnica de Ambato.
¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none"> - El grado de vulnerabilidad sísmica mediante un análisis cualitativo. - La probabilidad de reforzamiento si la estructura lo necesita.
¿Quién evalúa?	Barreno Sánchez Ivette Thalía
¿Dónde se evalúa?	Los ensayos y el análisis cualitativo se realizarán en el edificio.
¿Con qué técnica o instrumento?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigación Bibliográfica - Software Etabs - Norma NEC 2015 - Norma NTE INEN 3121 - ASTM C805

	<ul style="list-style-type: none"> - ASTM D-1586 - ASTM D421-58 - ASTM D854-58 - ASTM S2216-71 - ASTM D424-71 - Norma ASCE
--	--

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.4. Plan de Procesamiento y Análisis de Información

El procedimiento para el proyecto es:

- 1) Realizar una inspección a la estructura para observar sus características.
- 2) Verificar si secciones de los elementos y las cotas están de acuerdo con los planos obtenidos.
- 3) Efectuar el ensayo Esclerométrico a los distintos elementos estructurales para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón de la edificación.
- 4) Realizar el ensayo SPT in situ.
- 5) Realizar ensayos de laboratorio con las muestras de suelo recolectado en el SPT, los cuales son: contenido de humedad, granulometría, peso específico, límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.
- 6) Determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación de manera cualitativa empleando las matrices de vulnerabilidad sísmica.
- 7) Determinar el nivel de vulnerabilidad de la edificación de manera cualitativa empleando las matrices de evaluación de vulnerabilidad sísmica de la FEMA, NEC y SNGR.
- 8) Medir las deformaciones de la estructura mediante vibraciones.
- 9) Encontrar la capacidad máxima, el desempeño y la demanda de la estructura a través de un análisis estático no lineal (PUSHOVER) con el uso del software ETABS.
- 10) Analizar el grado de cumplimiento con la norma Sismo - resistente

2.2.5. Recolección de datos

2.2.5.1. Ensayo del martillo Esclerométrico



El ensayo se lo realiza de acuerdo con la norma americana ASTM C805, con el cual se determina la resistencia a compresión del hormigón ($f'c$) de los elementos estructurales que conforman la edificación de manera rápida y no destructiva, que permite obtener la distancia de rebote del hormigón usando un martillo metálico que esta tensado con un resorte de impacto en una zona determinada. [49]

La norma ASTM C805 demanda los siguientes requerimientos al momento que se efectúe el ensayo:

- El martillo debe estar en posición perpendicular a la superficie de contacto.
- La superficie del elemento debe estar lisa y pulida con una piedra abrasiva.
- Los puntos de ensayo deben estar a una distancia de 25 mm uno del otro.
- Se debe realizar mínimo 10 repeticiones en la zona de ensayo.
- Los elementos no deben tener un espesor menor a 150 mm.
- Descartar las lecturas distintas a la media de 10 lecturas por más de 6 unidades.
- Si más de dos lecturas difieren de la media por 6 unidades, se excluye la totalidad de lecturas. [50]



En las tablas siguientes se muestran los datos obtenidos de los elementos estructurales del edificio, las cuales son 6 vigas, 6 columnas y 3 losas ubicados en distintas áreas y pisos del edificio.

Tabla 23. Datos del Ensayo Esclerométrico en Columnas

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL 						
ENSAYO: “ANÁLISIS ESCLEROMÉTRICO”						
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL						
NORMA: NTE INEN 3121						
COLUMNAS						
N° Golpe	Q (Índice de rebote)					
	Punto 1 Columna 1 (piso 1)	Punto 2 Columna 2 (piso 1)	Punto 3 Columna 3 (piso 2)	Punto 4 Columna 4 (piso 2)	Punto 5 Columna 5 (piso 3)	Punto 6 Columna 6 (piso 3)
1	44	38	40	49	49.5	55
2	42	48	41	44	49	50
3	44	43	47.5	46.5	51	47.5
4	44	40.5	43	51	42	48
5	41.5	37.5	48	50.5	47.5	55
6	48.5	42.5	40	48.5	55	52.5
7	38	38.5	40	48	45	54
8	39.5	39	47	51	47.5	50
9	44	45	39.5	52.5	46.5	46
10	48.5	49	45	45.5	49.5	48.5
Media Q	43.4	42.1	43.1	48.65	48.15	50.15
Resistencia kg/cm²	225	215	225	290	280	300



Fuente: Tesista Thalía Barreno

Tabla 24. Datos del Ensayo Esclerométrico en Vigas

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</p> 						
ENSAYO: “ANÁLISIS ESCLEROMÉTRICO”						
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL						
NORMA: NTE INEN 3121						
VIGAS						
N° Golpe	Q (Índice de rebote)					
	Punto 7 Viga 1 (piso 1)	Punto 8 Viga 2 (piso 1)	Punto 9 Viga 3 (piso 2)	Punto 10 Viga 4 (piso 2)	Punto 11 Viga 5 (piso 3)	Punto 12 Viga 6 (piso 3)
1	43	52	57	51	45	49
2	47	48	51	48	48	46.5
3	43.5	50.5	52.5	48.5	53	43.5
4	42	50	45.5	50.5	45	50.5
5	52	46.5	49	50	50	53
6	49.5	52.5	48	41	43	50
7	50.5	48.5	50.5	45	47.5	50.5
8	51	45	47	42.5	47	45
9	52.5	45	55	40	53	42.5
10	42.5	47	48.5	41	54.5	44
Media Q	47.35	48.5	50.3	45.75	48.6	47.7
Resistencia kg/cm²	270	280	300	250	280	275

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Tabla 25. Datos del Ensayo Esclerométrico en Losas

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</p> <p style="text-align: center;">FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA</p> <p style="text-align: center;">CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</p> 				
ENSAYO: “ANÁLISIS ESCLEROMÉTRICO”				
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL				
NORMA: NTE INEN 3121				
LOSAS				
N° Golpe	Q (Índice de rebote)			
	Punto 13 Losa 1 (piso 1)	Punto 14 Losa 2 (piso 2)	Punto 15 Losa 3 (piso 3)	Punto 16 Losa 4 (piso 3)
1	46	39	42	51
2	36	44	48	51.5
3	32	36.5	40.5	48
4	38.5	40	42.5	47
5	32.5	45.5	48.5	43.5
6	45.5	48.5	39.5	45
7	40.5	48	36.5	49
8	36	51	42.5	43
9	40	50.5	35.5	49.5
10	45	43.5	46	44
Media Q	40.5	44.3	43.15	47.15
Resistencia kg/cm²	195	235	225	270

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Cálculo de la Media Q

$$\mathbf{Media\ Q} = \frac{\sum_{i=1}^n (\mathbf{N^\circ\ golpes\ } i)}{n} \text{ (Ec. 22)}$$

$$\mathbf{Media\ Q} = \frac{44 + 42 + 44 + 44 + 41.5 + 48.5 + 38 + 39.5 + 44 + 48.5}{10}$$

$$\mathbf{Media\ Q} = 43.4$$

$$\mathbf{E(+)} = \mathbf{Vmax} - \mathbf{Media\ Q} \text{ (Ec. 23)}$$

$$\mathbf{E(+)} = 48.5 - 43.4 = 5.1$$

$$\mathbf{E(-)} = \mathbf{Vmin} - \mathbf{Media\ Q} \text{ (Ec. 24)}$$

$$\mathbf{E(-)} = 38 - 43.4 = 5.4$$

Donde:

E (+), E (-) = Error por encima y debajo de la media respectivamente

Vmax = Valor máximo

Vmin = Valor mínimo

El error por encima de la media es menor a 6 unidades, al igual que el error por debajo de la media, es así como, el conjunto de datos es aceptable y se lo considera para el análisis respectivo.

A continuación, en la tabla 26 se encuentra en resumen la resistencia a compresión de los 16 puntos válidos recolectados en los diferentes elementos estructurales del edificio para obtener la resistencia media a compresión del hormigón de la edificación obtenidos a través del ensayo.

Tabla 26. Resistencia a Compresión del Hormigón de los puntos Ensayados

Nº Punto	f'c (kg/cm ²)
1	225
2	215
3	225
4	290
5	280
6	300
7	270
8	280
9	300
10	250
11	280
12	275
13	195
14	235
15	225
16	270

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Cálculo del promedio de la resistencia a compresión del hormigón

$$\bar{y} = \frac{x_1+x_2+x_3+\dots+x_n}{n} \text{ (Ec. 25)}$$

$$\bar{y} = \frac{225 + 215 + 225 + 290 + 280 + 300 + 270 + 280 + 300 + 250 + 280 + 275 + 195 + 235 + 225 + 270}{16}$$

$$\bar{y} = 257.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{y} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = f'c$$



2.2.5.2. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Este ensayo es, entre todos los procedimientos exploratorios, el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información útil del subsuelo. [51] Este ensayo es de uso amplio, muy ventajosa en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), donde es dificultoso obtener muestras inalteradas para los ensayos de laboratorio.

El SPT, fue desarrollado por Terzaghi y posteriormente se estandarizó por norma americana como ASTM D-1586 y se define como un ensayo que contabiliza el número de golpes necesarios para introducir 30 cm un toma-muestras, mediante un martillo que cae repetidamente desde una determinada altura, se la puede elaborar en todo tipo de suelos, y al finalizar cada tramo de 50cm se retira las muestras de suelo para posteriores ensayos de laboratorio. [52]

Al momento de realizar el ensayo en campo se obtuvo los siguientes datos:

Tabla 27. Datos del Ensayo de Penetración Estándar SPT

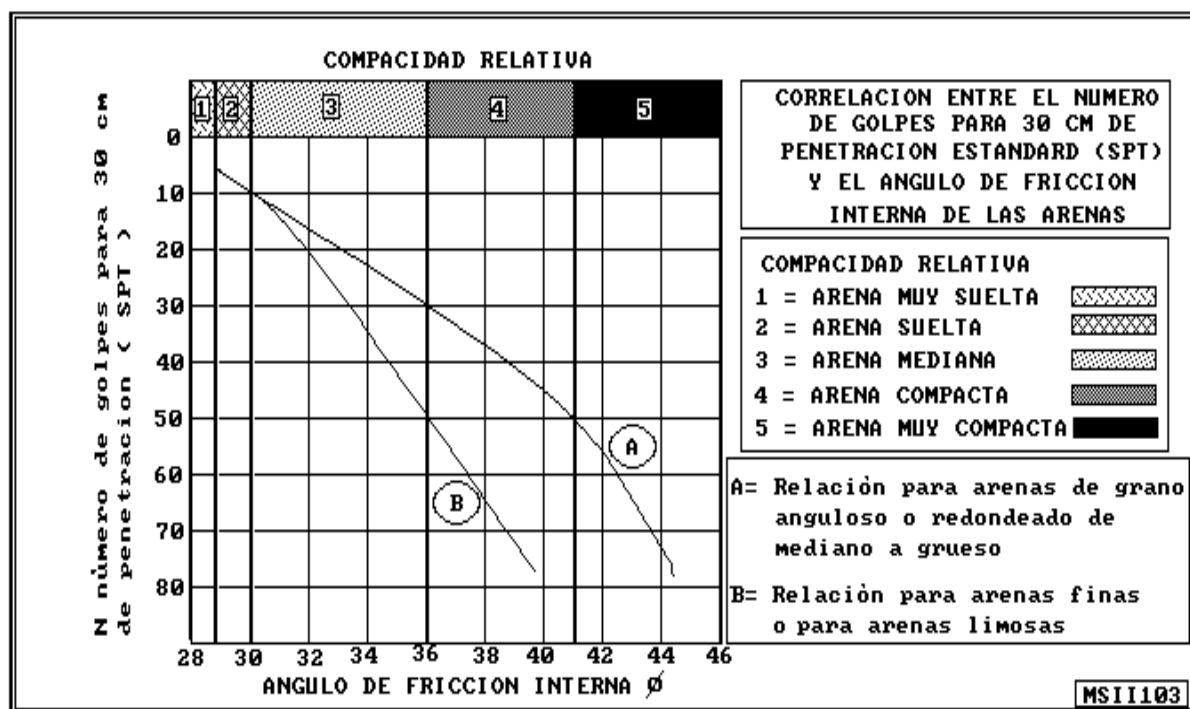
 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL 						
ENSAYO: "SPT"						
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL						
NORMA: ASTM D-1586						
Cotas (m)	Profundidad (cm)	Nº Golpes SPT (Parcial)	Nº Golpes	Nº Golpes	Longitud	Promedio Golpes
			SPT (30cm)	SPT (Total)	Muestra (cm)	
-0.55	55	Limpieza	16	23	16.5	63.5
-0.70	15	7				
-0.85	15	8				
-1.00	15	8				
-1.50	15	Limpieza	53	75	19.2	
-1.70	20	22				
-1.85	15	26				
-2.00	15	27				
-2.20	20	38	118	156	42.2	
-2.35	15	61				
-2.50	15	57				
-2.70	20	39	67	106	37.5	
-2.85	15	33				
-3.00	15	34				

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.2.1. Ángulo de Fricción Interna ϕ y Compacidad Relativa Cr

Con el número de golpes obtenidos en el ensayo se puede obtener el ángulo de fricción interna y compacidad relativa por medio de ábacos que contiene una correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración y el ángulo de fricción interna de las arenas. [51]

Ilustración 20. Ábaco de la Correlación entre el N° de golpes, ϕ y $Cr\%$



Fuente: (L. Pérez) Mecánica de Suelos Elemental

En la tabla 28, se encuentra el ϕ y Cr de cada cota de extracción de suelo a través del ábaco de la ilustración 19.

Tabla 28. Ángulo de fricción interna y Compacidad Relativa

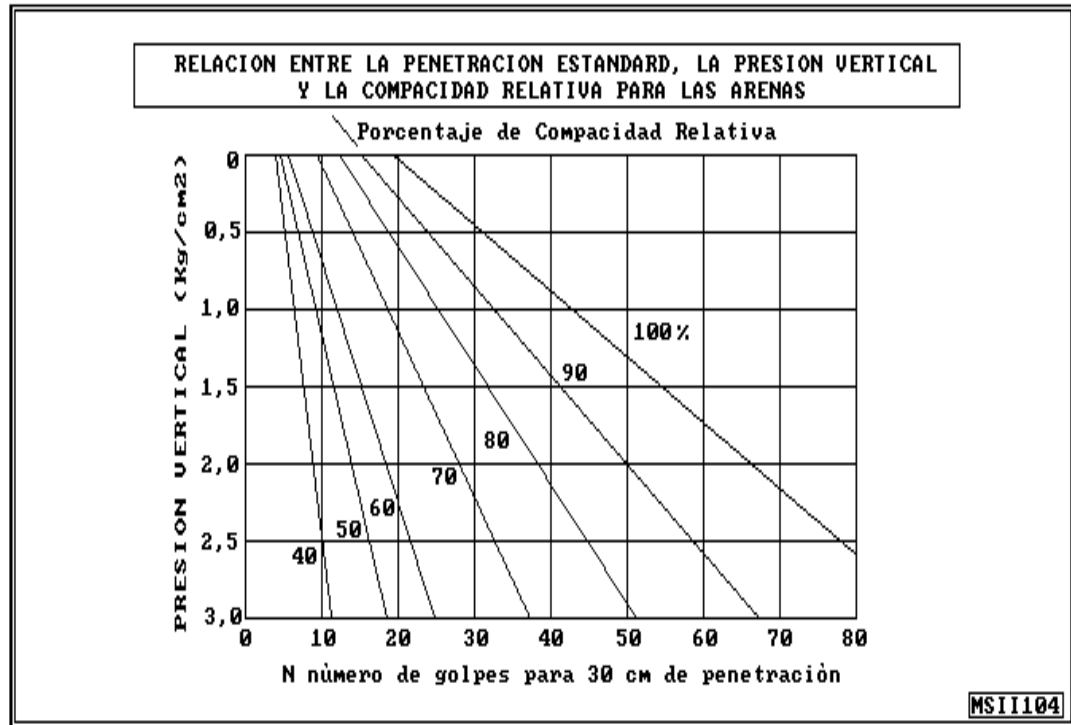
COTA (m)	N° Golpes (30cm)	Ángulo de fricción interna ϕ (°)	Cr
-1.00	16	31.2	Arena mediana
-2.00	53	36.4	Arena compactada
-2.50	118	-	-
-3.00	67	38.3	Arena compactada

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.2.2. Porcentaje de Compacidad Relativa Cr% y Presión Vertical Pv

Por medio de la correlación del ábaco que se encuentra a continuación se puede obtener el porcentaje de compacidad relativa y la presión vertical, a través del número de golpes del ensayo de penetración estándar. [51]

Ilustración 21. Ábaco de la Relación entre N° golpes del SPT, Cr% y Pv



Fuente: (L. Pérez) Mecánica de Suelos Elemental

En la tabla 29, se encuentra el Cr% y Pv de cada cota de extracción de suelo a través del ábaco de la ilustración 20.

Tabla 29. Porcentaje de Compacidad Relativa y Presión Vertical

COTA (m)	N° Golpes (30cm)	Cr%	Pv (kg/cm ²)
-1.00	16	50	2.4
-2.00	53	90	2.1
-2.50	118	-	-
-3.00	67	90	2.9

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.2.3. Coeficiente de Balasto k_{30}

El coeficiente de Balasto es un parámetro que se explica como la relación entre la presión que actúa en un punto y el asiento que se produce, esta depende de las propiedades del suelo y el área que carga el suelo. Una forma rápida para su obtención es en base al número de golpes obtenidos en el ensayo SPT el cual, se puede conseguir mediante la ilustración 21 propuesto por Jiménez en 1980, donde contiene valores límites del coeficiente k_{30} en kg/cm^3 [53]

Ilustración 22. Valores del Coeficiente de Balasto

Cuadro 1. Valores propuestos del Coeficiente de Balasto K_{S30}		
TIPO DE SUELO	Módulo de Deformación E_0 (kg/cm^2)	Coeficiente de Balasto K_{S30} (kg/cm^3)
Suelo fangoso	11,00 a 33,00	0,50 a 1,50
Arena sea o húmeda, suelta (N_{SPT} 3 a 9)	0,16H a 0,48H	1,20 a 3,60
Arena seca o húmeda, media (N_{SPT} 9 a 30)	0,48H a 1,60H	3,60 a 12,00
Arena seca o húmeda, densa (N_{SPT} 30 a 50)	1,60H a 3,20H	12,00 a 24,00
Grava fina con arena fina	1,07H a 1,33H	8,00 a 10,00
Grava media con arena fina	1,33H a 1,60H	10,00 a 12,00
Grava media con arena gruesa	1,60H a 2,00H	12,00 a 15,00
Grava gruesa con arena gruesa	2,00H a 2,66H	15,00 a 20,00
Grava gruesa firmemente estratificada	2,66H a 5,32H	20,00 a 40,00
Arcilla blanda (q_u 0,25 a 0,50 kg/cm^2)	15 a 30	0,65 a 1,30
Arcilla media (q_u 0,50 a 2,00 kg/cm^2)	30 a 90	1,30 a 4,00
Arcilla compacta (q_u 2,00 a 4,00 kg/cm^2)	90 a 180	4,00 a 8,00
Arcilla dura (q_u 4,00 a 10,00 kg/cm^2)	180 a 480	8,00 a 21,00

Fuente: (J. A. Jiménez Salas y otros) Geotecnia y Cimientos

Tabla 30. Coeficiente de Balasto obtenido en cada Cota

COTA (m)	Nº Golpes (30cm)	Tipo de suelo	k_{30} kg/cm^3
-1.00	16	Arena seca o húmeda, media	6.4
-2.00	53	Arena seca o húmeda, densa	21.2
-2.50	118	-	-
-3.00	67	Arena seca o húmeda, densa	26.8

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.2.4. Capacidad Portante del Suelo

La capacidad portante del suelo se obtiene mediante una tabla de valores determinado por una relación con el número de golpes obtenido en el ensayo de SPT, según Crespo Villalaz, 2012. [54]

Tabla 31. Valores de la Capacidad Portante del Suelo determinado con el número de golpes del SPTzas

Tabla de valores para el Cálculo de Capacidad Portante para Arenas							
Arena N	Compacidad relativa Cr (%)	Densidad Relativa	Ø ángulo de rozamiento interno	E kg/cm ²	Id Índice densidad	Losa qu (kg/cm ²)	Zapata qu (kg/cm ²)
0 - 4	0 -15	muy floja	28	100	0 - 0,15	Requieren compactación	Requieren compactación
5 -10	16 -35	floja	28 -30	100 - 250	0,15 -0,33		
11 - 30	36 -65	media	30 -36	250 - 500	0,33 - 0,67	0,7 - 2,5	0,35 - 1,25
31 -50	66 -85	densa	36 - 41	500 - 1000	0,67 - 0,85	2,5 -4,5	1,25 - 2,25
mayor 50	86 - 100	muy densa	mayor 41	mayor 1000	0,85 -1	mayor 4,5	mayor 2,25

Fuente: (C. Villalaz) Mecánica de Suelos y cimentaciones

Tabla 32. Valores Obtenidos de la capacidad Portante del suelo en cada cota

COTA (m)	Nº Golpes (30cm)	qu kg/cm ³
-1.00	16	0.35 - 1.25
-2.00	53	> 2.25
-2.50	118	> 2.25
-3.00	67	> 2.25

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.2.5. Velocidad Media de onda de corte Vs

Para asumir de forma rápida la velocidad de onda de corte en el suelo, se lo realiza por medio del número de golpes obtenidos en el SPT, para su cálculo Imai y Tonouchi 1982 nos presentan fórmulas para su obtención donde: [55]

$$V_s = 98.1 * N^{0.32} \text{ (m/s) (Ec. 26)}$$

Tabla 33. Velocidad de Onda de Corte en cada Cota

COTA (m)	Nº Golpes (30cm)	Vs m/sg
-1.00	16	238.23
-2.00	53	349.49
-2.50	118	-
-3.00	67	376.72

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Además, otros autores que se detallan a continuación indican distintas teorías para el cálculo de la velocidad Media de onda. [56]

Tabla 34. Teorías para el cálculo de la velocidad Media de onda de corte del suelo de la edificación

Autores	Año publicación	Ecuación	Vs (m/sg)
Imai y Tonouchi	1982	$V_s = 98.1 * N^{0.32}$	238.23
Imai y Yoshimura	1970	$V_s = 76 * N^{0.33}$	189.75
Ohba y Toriumi	1970	$V_s = 84 * N^{0.31}$	198.41
Ohta y Goto	1978	$V_s = 85.34 * N^{0.348}$	223.97
Japan Road Asociation	2002	$V_s = 100 * N^{1/3}$	249.67
Alfaro	2007	$V_s = 99.783 * N^{0.33}$	249.12
Masheswari et. al.	2008	$V_s = 95.641 * N^{0.32}$	232.25

Fuente: Correlación entre el número de golpes (N) del ensayo de penetración estándar y la velocidad de onda de corte (Vs) de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; Ordoñez y otros (2012)

2.2.5.2.6. Tipo de Suelo según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC

Según la NEC los tipos de suelo para el diseño sísmico donde se definen seis perfiles A, B, C, D, E Y F con el cual, basado en el número de golpes del SPT (N) el tipo de suelo se lo determina mediante la ilustración 23. [11]

Tabla 35. Tipo de suelo según la NEC 2015

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	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	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 2 – pág. 29)

Tabla 36. Tipo de suelo según la NEC obtenida en relación con el N° golpes del SPT en cada cota

COTA (m)	N° Golpes (30cm)	Criterios	Tipo de suelo
-1.00	16	$50 > N \geq 15$	D
-2.00	53	$N \geq 50$	C
-2.50	118	$N \geq 50$	C
-3.00	67	$N \geq 50$	C

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.2.7. Tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS

Con la ayuda de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg se pudo encontrar el tipo de suelo según el SUCS, como se puede observar a continuación.

Tabla 37. Clasificación de Suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS

DIVISIONES PRINCIPALES		SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO		
Suelo de Grano Grueso Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	Gravas Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Gravas limpias (sin o con pocos finos)	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava - arena, pocos finos o sin finos	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = (D_{30})^2/D_{10}XD_{60}$ ENTRE 1 y 3 No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.	
			GP	Gravas, mal graduadas, mezclas grava - arena, pocos finos o sin finos		
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos)	GM	Gravas limosas, mezclas grava - arena - limo	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: < 5% - > GW, GP, SW, SP. > 12% - > GM, GC, SM, SC. 5 AL 12% - > casos límite que requieren usar doble símbolo	Límites de Atterberg debajo de la línea A o IP < 4 Encima de la línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.
			GC	Gravas limosas, mezclas grava - arena - arcilla		
	Arenas Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Arenas limpias (poco o sin finos)	SW	Arenas, bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = (D_{30})^2/D_{10}XD_{60}$ ENTRE 1 y 3 Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.	
			SP	Arenas, mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos		
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Límites de Atterberg debajo de la línea A o IP < 4 Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan de símbolo doble.	
			SC	Arenas limosas, mezclas de arena y arcilla		
						Límites de Atterberg sobre la línea A o IP > 7

Fuente: (Braja M. Das) Fundamentos de la Ingeniería Geotecnia (pág. 39-40)

2.2.5.3. Ensayo de Contenido de Humedad W%

El contenido de humedad es la relación entre el peso del agua que contiene el suelo y el peso seco del mismo que se expresa en porcentaje, la capacidad máxima de humedad del suelo se sujeta de la tipología del suelo, su desarrollo, la vegetación y el uso del suelo. [51] Para este ensayo se tomó dos muestras por suelo recolectado en cada cota en el ensayo de SPT, para luego calcular un promedio de los dos valores obtenidos; para adquirir este porcentaje se procede por medio de la ecuación 27.

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} * 100 \text{ (Ec. 27)}$$



Donde:

W% = Contenido de Humedad en %

W_w = Peso del agua (gr)

W_s = Peso del suelo seco (gr)

Tabla 38. Contenido de humedad del pozo

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO 				
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA				
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL				
ENSAYO: “CONTENIDO DE HUMEDAD”				
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL				
NORMA: ASTM S2216-71				
	CONTENIDO DE HUMEDAD (-1.00 m)		CONTENIDO DE HUMEDAD (-2.00 m)	
RECIPIENTE N°	07	99	82	42
Peso del recipiente	32.8	33.0	30.6	31.7
Peso suelo húmedo + recipiente	65.3	61.6	68	61
peso suelo seco + recipiente	61.5	58.3	62.8	56.9
peso del agua	3.8	3.3	5.2	4.1
peso muestra seca	28.7	25.3	32.2	25.2
contenido de humedad W%	13.24	13.04	16.5	16.27
ROMEDIO W%	13.14		16.21	
	CONTENIDO DE HUMEDAD (-2.50 m)		CONTENIDO DE HUMEDAD (-3.00 m)	
RECIPIENTE N°	4	10	97	3
Peso del recipiente	31.90	29.9	33.2	33.4
Peso suelo húmedo + recipiente	63	65.8	108.2	77.8
peso suelo seco + recipiente	59.8	62.5	99.4	72.5
peso del agua	3.2	3.3	8.8	5.3
peso muestra seca	27.9	32.6	66.2	39.1
contenido de humedad W%	11.47	10.02	13.29	13.55
ROMEDIO W%	10.80		13.42	

Fuente: Tesista Thalía Barreno

A continuación, se presenta una tabla resumen con el contenido de humedad promedio calculada en cada muestra de suelo adquirido en las distintas cotas en el ensayo de penetración estándar.

Tabla 39. Valores del Contenido de Humedad del Suelo.



COTA (m)	Contenido de Humedad (W%)
-1.00	13.14
-2.00	16.2
-2.50	10.8
-3.00	13.42

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.4. Ensayo de Granulometría

Este procedimiento consiste en separar una muestra de suelo convenientemente seleccionada en conjuntos de partículas que tienen el mismo rango de tamaño lo cual, se consigue por medio de tamices con aberturas estandarizadas, [51] y finalmente se realiza una gráfica con la curva granulométrica de cada una de las muestras obtenidas. El ensayo tiene como objetivo determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de las partículas del suelo, el suelo debe estar secado completamente al aire o en el horno. Al utilizar suelo fino solo se utiliza tamices desde el número 10 (2 mm) hasta el número 200 (0.0074 mm).

Tabla 40. Granulometría de las muestras en cada cota



 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</p> <p style="text-align: center;">FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA</p> <p style="text-align: center;">CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</p> 						
ENSAYO: “GRANULOMETRÍA”						
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL						
NORMA: ASTM D421-58						
	GRANULOMETRÍA (-1.00 m)			GRANULOMETRÍA (-2.00 m)		
TAMIZ	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	5.9	2.91	97.09	17.1	7.23	92.77
#40	42.5	20.94	79.06	93.4	39.47	60.53
#100	86.9	42.81	57.19	165.5	69.95	30.05
#200	126.4	62.27	37.73	193.8	81.91	18.09
FUENTE	76.6	37.73		42.8	18.09	
TOTAL	203			236.6		
	GRANULOMETRÍA (-2.50 m)			GRANULOMETRÍA (-3.00 m)		
TAMIZ	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Pasa
#10	8.4	1.45	98.55	14.1	2.87	97.13
#40	161.5	27.80	72.2	190	38.67	61.33
#100	384.2	66.14	33.86	361.2	73.50	26.5
#200	473	81.43	18.57	407.6	82.95	17.05
FUENTE	107.9	18.57		83.8	17.05	
TOTAL	580.9			491.4		

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.5. Peso específico del suelo

El peso específico del suelo se lo define como la relación entre el peso y su volumen, el cual, se lo obtiene mediante el uso de un picnómetro, para este ensayo el valor correspondiente a este se lo calculará con un promedio de dos muestras analizadas. [51]

Tabla 41. Peso Específico de las muestras tomadas en cada cota

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL 				
ENSAYO: “PESO ESPECÍFICO PARA SUELOS MENORES AL TAMIZ N° 4”				
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL				
NORMA: ASTM D854-58				
PROCESO	POZO N°1 (-1.00 m)	POZO N°1 (-2.00 m)	POZO N°1 (-2.50 m)	POZO N°1 (-3.00 m)
	MASA 1 (g)	MASA 2 (g)	MASA 3 (g)	MASA 4 (g)
Muestra N°	1	2	3	4
Picnómetro N°	1	1	2	2
Temperatura de agua y suelo (°C)	19	19	19	19
Recipiente No	3	67	79	73
Peso del recipiente (gr)	110	106.0	142.3	200.4
Peso del Recipiente + suelo seco (gr)	160.1	159.8	192.6	254.6
Peso suelo seco W_s (gr)	50.1	53.8	50.3	54.2
Peso picnómetro (gr)	151.9	151.9	163.5	163.5
Peso picnómetro + agua W_{bw} (gr)	650.2	650.2	661.3	661.3
$W_b = W_s + W_{bw}$ (gr)	700.3	704	711.6	715.5
Picnómetro + agua + suelo sumergido W_{bws} (gr)	679.8	681.8	691.6	693.8
Desplazamiento del agua $W_s + W_{bw} - W_{bws}$ (gr)	20.5	22.2	20	21.7
Factor de corrección k (gr/cm ³) [Anexo]	0.9998403	0.9998403	0.9998403	0.9998403
Peso Específico γ_s	2.49	2.46	2.56	2.54

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Para calcular el peso específico se realiza la siguiente relación con los datos obtenidos en el ensayo utilizando la ecuación 28. [51]

$$\gamma_s = \frac{\text{Peso del suelo seco } W_s * k}{\text{Desplazamiento del agua}} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$\gamma_s = \frac{50.1 \text{ gr} * 0.9998403 \text{ gr/cm}^3}{20.5 \text{ gr}}$$

$$\gamma_s = 2.49 \text{ gr/cm}^3$$

En seguida, se presenta un resumen de los valores de Peso Específico obtenido en el ensayo de las muestras recolectadas en cada cota del SPT.

Tabla 42. Peso Específico del suelo en cada cota

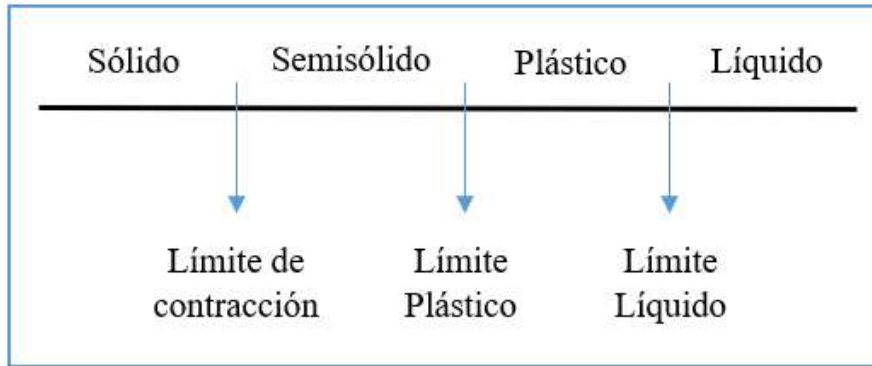
COTA (m)	Peso Específico (γ_s)
-1.00	2.49
-2.00	2.46
-2.50	2.56
-3.00	2.54

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.6. Plasticidad

Los límites de Atterberg se utilizan para clasificar e identificar los suelos. El límite líquido es el contenido de humedad por debajo del comportamiento plástico del suelo, mientras que el límite plástico es el contenido de humedad por debajo del comportamiento no plástico del suelo. [57]

Ilustración 23. Límites de Atterberg





Fuente: Tesista Thalía Barreno

a) Ensayo para la obtención del Límite Líquido

Este ensayo se lo realiza mediante una mezcla del suelo y agua, este límite es el contenido de humedad idóneo para ser moldeada, luego se lo deposita en la cuchara de Casagrande en donde se realiza una abertura y se lo golpea consecutivamente contra la base de la máquina hasta que esta se cierre. [57] Finalmente se grafica el número de golpes en una escala logarítmica vs contenido de humedad en escala natural o aritmética, se realiza una línea de tendencia entre los 3 o más puntos marcados y así ubicar la humedad correspondiente a 25 golpes, el cual será el límite líquido del suelo y que teóricamente significa que el suelo alcanza una resistencia al corte. [51] Para el ensayo se recolectó 8 muestras del suelo extraído en cada cota con distinto contenido de agua para que así el ensayo se efectúe en diferentes rangos de número de golpes para poder graficar la curva, finalmente para el cálculo los valores del contenido de humedad se utiliza la ecuación 27, mencionada anteriormente.

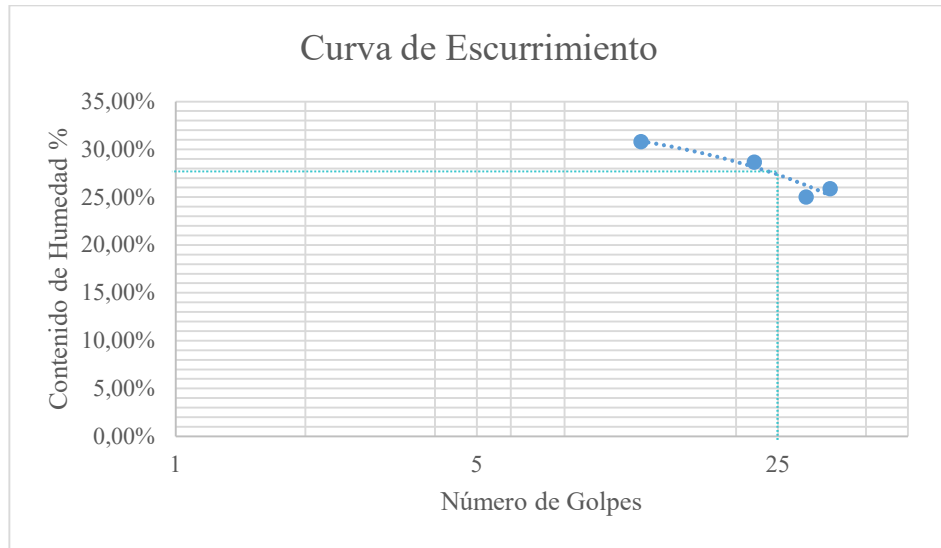
Tabla 43. Ensayo de Límite Líquido tomada a -1 m

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO</p> <p style="text-align: center;">FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA</p> <p style="text-align: center;">CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</p> 								
ENSAYO: “LÍMITE LÍQUIDO”								
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL								
NORMA: ASTM D424-71								
Límite Líquido (Muestra -1 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) W _r	11.2	12.8	6.2	10.8	10.9	11.4	11.1	10.9
Peso de La muestra húmeda + rec (gr) W _m +W _r	18.4	21.3	9.6	15.4	16.3	18.0	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		25.06		25.91	
Número de Golpes	12		22		29		33	
Rango de golpes	11-13		21-24		27-27		36-39	

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Con los datos obtenidos se realiza un diagrama o también llamado curva de escurrimiento para encontrar el límite líquido de la muestra cómo se observa en el siguiente diagrama.

Ilustración 24. Diagrama de la Curva de Esguerrimiento de la muestra de la cota -1 metro



Fuente: Tesista Thalía Barreno

En el Anexo N° 2.1, se encuentran las tablas de los datos y diagramas del suelo de las cotas -2 m, -2.5 m y 3.0 m. En la Tabla 41 se presenta en resumen el porcentaje del Límite Líquido de todas las muestras.

Tabla 44. Porcentaje del Límite Líquido de las Muestras en cada Cota



COTA (m)	Límite Líquido (% Ll)
-1.00	27.2
-2.00	32.5
-2.50	28
-3.00	33.8

Fuente: Tesista Thalía Barreno

b) Ensayo para la obtención del Límite Plástico

El límite plástico se lo obtiene mediante la obtención del contenido de humedad en porcentaje en el cual, el suelo se lo amasa en forma de rollos de 3 mm de diámetro hasta que este llegue a desmoronarse, para disminuir el error de interpretación se lo realiza al menos 3 veces el procedimiento. Al igual que el ensayo del límite líquido para el cálculo del contenido de humedad de las muestras se obtiene mediante la ecuación 27.

Tabla 45. Datos recolectados del Ensayo de Límite Plástico de las muestras de cada cota

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL 								
ENSAYO: “LÍMITE PLÁSTICO”								
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL NORMA: ASTM D 424-59-74								
Recipiente N°	Límite Plástico -1 m				Límite Plástico -2 m			
	8	3B	50	7A	12	6E	P6	55
Peso recipiente	7.5	10.6	6.0	6.0	10.6	10.7	10.5	6.2
Peso muestra húmeda + reci	9.2	12.5	7.2	7.6	12	11.9	11.8	8.0
Peso muestra seco+ reci	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				35.87			
Recipiente N°	Límite Plástico -2.5 m				Límite Plástico -3 m			
	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 + reci	13.0	12.5	8.1	13.2	11.9	11.5	11.3	11.2
Peso muestra seco+ reci	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	31.58	33.33	33.33	20	16.67
Contenido de Humedad Promedio	28.78				25.83			

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Tabla 46. Límite Plástico en cada cota

COTA (m)	Límite Plástico (% Lp)
-1.00	28.46
-2.00	35.87
-2.50	28.78
-3.00	25.83

Fuente: Tesista Thalía Barreno

c) Índice Plástico

Este índice es el rango de contenido de humedad natural sobre el cual el suelo era plástico, es decir, la diferencia entre el límite líquido y límite plástico del suelo que se obtuvieron en los ensayos anteriores. [51] Para adquirir este valor se ocupa la siguiente ecuación:

$$I_p = Ll - Lp \text{ (Ec. 29)}$$

Excepciones:

- Cuando Ll o Lp no pueden ser determinados, $I_p = 0$ el suelo no es plástico
- $Ll = Lp$, $I_p = 0$ el suelo no es plástico
- $Ll < Lp$, $I_p = 0$ el suelo es plástico [51]

$$I_p = Ll - Lp$$

$$I_p = 27.2 - 28.46$$

$$I_p = - 1.26$$

No plástico

Tabla 47. Valore del Índice Plástico en cada cota

COTA (m)	Índice Plástico (% Ip)
-1.00	No Plástico
-2.00	No Plástico
-2.50	No Plástico
-3.00	7.97

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.7. Acero de Refuerzo de los elementos estructurales

Al momento de la inspección no se logró verificar el acero correspondiente de los elementos, además, al no poseer los planos estructurales se asume que la cantidad de acero de refuerzo en vigas y columnas corresponderá al mínimo mencionado en el código ACI 318-14, los cuales se detallan a continuación.

VIGAS:

$$\rho \min = \frac{14}{f_y} \text{ (Ec. 30)}$$

$$\text{Acero superior: } A \min = \rho \min * b * d \text{ (Ec. 31)}$$

$$\text{Acero inferior: } A \min = \rho \min * b * d$$

Tabla 48. Acero de Refuerzo en Vigas

Esquema	Cantidad de Acero Longitudinal	Cantidad de Acero de Corte	Recubrimiento
	$A_{sup} = 6.35$ cm^2 3 \varnothing 18 mm	2 \varnothing 10 mm cada 15 y 25 cm	4 cm
	$A_{inf} = 3.18$ cm^2 3 \varnothing 12 mm		4 cm

Fuente: Tesista Thalía Barreno

COLUMNAS:

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$A_{min} = \rho_{min} * A_g \text{ (Ec. 32)}$$

Tabla 49. Acero de Refuerzo en Columnas

Esquema	Cantidad de Acero Longitudinal	Cantidad de Acero de Corte	Recubrimiento
	$A_{long} = 24.13$ cm^2 12 \varnothing 16 mm	$A_{trans} = 4.52$ cm^2 4 ramales \varnothing 12 mm	4 cm

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.8. Materiales del Modelo

El modelado del edificio en estudio se lo realizará con hormigón armado, material heterogéneo compuesto con barras de acero que ayudarán a reforzar las zonas de tracción de los elementos. [58] En las tablas 29 y 30 se detallan las propiedades mecánicas del material mencionado.

Tabla 50. Propiedades Mecánicas del Hormigón

Simetría	f'c	Módulo de Elasticidad	Módulo de Poissons	Coefficiente de dilatación térmica	Módulo de Corte
-	kgf/cm ²	kgf/cm ²	-	1/°C	kgf/cm ²
Isotrópico	240	202944.33	0.2	0.000009	84560.14

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Tabla 51. Propiedades Mecánicas del Acero

Simetría	fy	Módulo de Elasticidad	Fu	Densidad	Coefficiente de dilatación térmica
-	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	tonf/m ³	1/°C
Uniaxial	4200	2038901.92	6327.63	7.849	0.0000117

Fuente: Tesista Thalía Barreno

2.2.5.9. Cargas

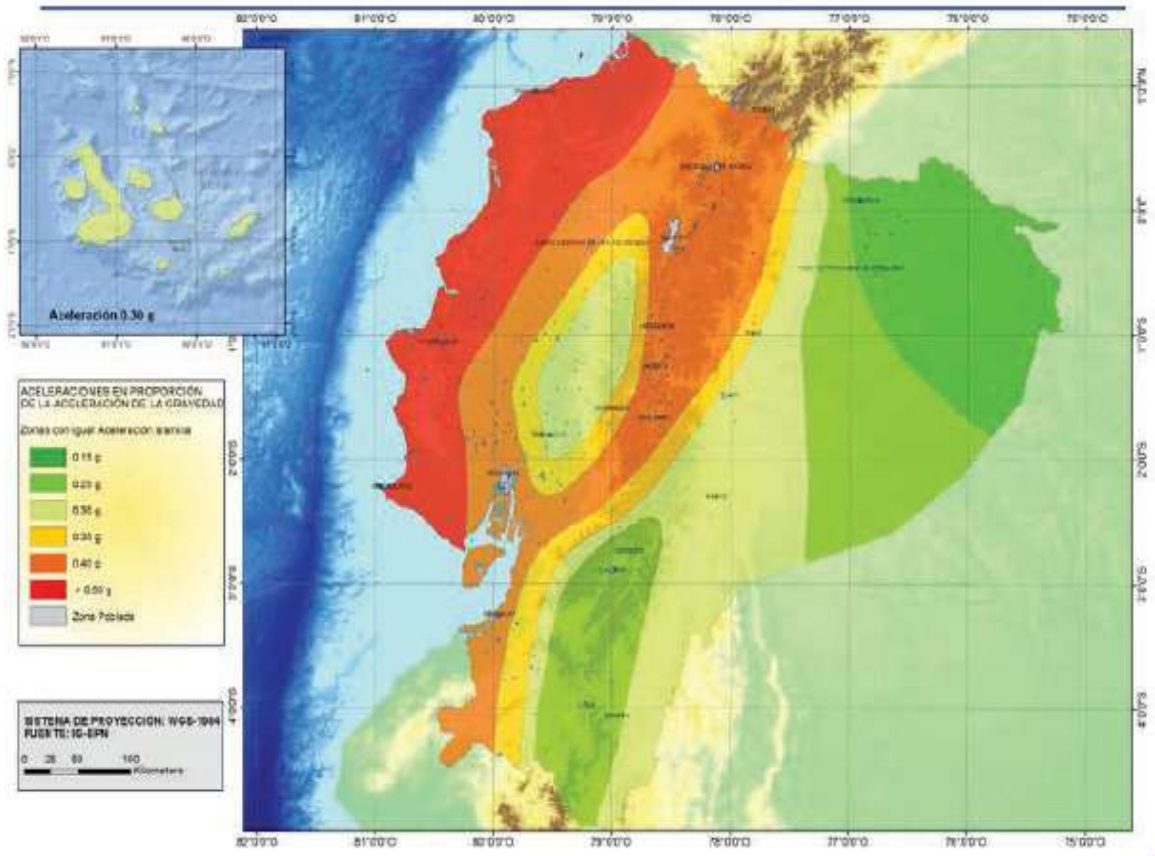
2.2.5.9.1. Carga Sísmica

En esta etapa se realiza un análisis estático y dinámico de la estructura, por lo que se debe determinar los valores necesarios para un análisis óptimo, estos parámetros se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

Z = Aceleración máxima en roca

El edificio está situado en la ciudad de Ambato, la cual pertenece a una zona sísmica V (tabla 52) que se la interpreta como de alta peligrosidad. El valor de Z representa la aceleración máxima de roca en el momento que ocurra un sismo. [59]

Ilustración 25. Zonas Sísmica del Ecuador



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Figura 1 - pág. 27)

Tabla 52. Valores del factor Z en función de la Zona Sísmica Adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 1 - pág. 27)

Fa, Fd y Fs = COEFICIENTES DE PERFILES DE SUELO

Para determinar los coeficientes, además de la zona sísmica, se estableció que en el sector donde se encuentra la estructura es un perfil tipo C según el ensayo de Penetración Estándar y la clasificación de suelos para diseño sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. [59]

- **Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto Fa**

Tabla 53. 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
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 3 – pág. 31)

- **Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca Fd**

Tabla 54. 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
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 4 – pág. 31)

- **Comportamiento no lineal de los suelos Fs**

Tabla 55. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 5 – pág. 32)

FACTOR (r)

Factor empleado en el espectro de diseño elástico, donde los valores dependen de la ubicación geográfica de la estructura en estudio. [59]

Tabla 56. Factor r

Factor r	Tipo de suelo
r = 1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (pág. 34)

η = FACTOR DE RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL

Este valor es la relación entre Sa (espectro de respuesta elástico de aceleración) /Z (aceleración en roca), el cual cambia dependiendo de la región del país. [59]

Tabla 57. Factor de Relación de Amplificación Espectral

Factor	Provincia
$\eta = 2.48$	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (pág. 34)

I = COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

La estructura analizada se clasifica según su categoría encontrada en la tabla 58, y así se identificará el factor de importancia de esta, el cual ayuda a incrementar la demanda sísmica de diseño de las edificaciones para que así no tengas daños significativos y preservar la vida de los ocupantes. [59]

Tabla 58. Factor de importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Categoría I
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 6 – pág. 39)

COEFICIENTES C_t y α

Estos coeficientes se determinan dependiendo del tipo de estructura en análisis. [59]

Tabla 59. Coeficientes C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (pág. 62)

R = FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA

El factor permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, el cual depende del tipo de estructura, tipos de suelo, periodo de vibración y factores de ductilidad de la estructura. [59]

Tabla 60. Coeficiente R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

. **Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS Peligro Sísmico (Tabla 16 – pág. 64-65)

IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN

Cuando las edificaciones son irregulares en planta o elevación, se utilizan coeficientes de configuración estructural, que castigan al diseño con el propósito de considerar dichas irregularidades en el análisis. [59]

ϕ_E = Coeficiente de regularidad en elevación

Tabla 61. Coeficiente de regularidad en elevación

Tipo de Irregularidad	Posee	ϕ_E
Piso Flexible	X	1
Distribución de masa	X	1
Irregularidad geométrica	X	1
Coeficiente de regularidad en elevación		1

Fuente: Tesista Thalía Barreno

ϕ_P = Coeficiente de regularidad en planta

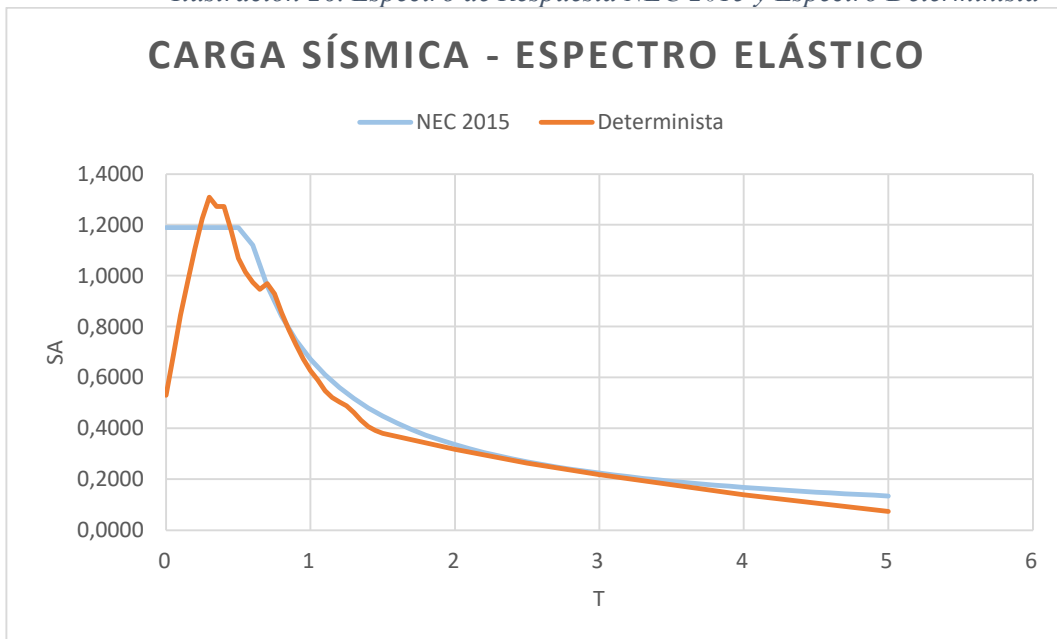
Tabla 62. Coeficientes de regularidad en planta

Tipo de Irregularidad	Posee	ϕ_P
Irregularidad Torsional	X	1
Retrocesos excesivos en las esquinas	X	1
Discontinuidades en el sistema de piso	X	1
Ejes estructurales no paralelos	SI	0.9
Coeficiente de regularidad en elevación		0.9

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Estos datos alcanzados son primordiales para la determinación del espectro de respuesta para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años; además, se utilizará el espectro determinista propuesto por la ingeniera Karina Freire en su proyecto de titulación, estos dos serán empleados como cargas sísmicas para el análisis no lineal del edificio, los cuales están representados en la ilustración 26.

Ilustración 26. Espectro de Respuesta NEC 2015 y Espectro Determinista



Fuente: Tesista Thalía Barreno

Carga Viva de la Estructura

Ilustración 27. Carga viva según la Ocupación o Uso de la Estructura

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE CG (Tabla 9 – pág. 27)

Ilustración 28. Carga viva según la Ocupación o Uso de la Estructura

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles		0.90
Unidades educativas		
Aulas	2.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.00	4.50
Corredores primer piso	4.80	4.50
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones	12.00	35.60 ^e

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE CG (Tabla 9 – pág. 29)

CAPITULO III

3. RESULTADOS Y DISCUSION

3.1. Análisis y discusión de los resultados

3.1.1. Grado de Vulnerabilidad Sísmica Mediante un Análisis Cualitativo

3.1.1.1. Inspección Visual Rápida de la Agencia Federal para Manejo de Emergencias FEMA 154

Este método consiste en una inspección visual de la estructura en estudio para obtener de una forma rápida el grado de amenaza sísmica, el cual consta de dos formularios o matrices donde se coloca una recopilación de datos como la descripción, propiedades, peligros, etc. del edificio y así reducir los posibles daños o lesiones que se pueden presentar ante un sismo para de este modo tomar a tiempos decisiones pertinentes para la disminución de dichos daños. Para este análisis según la clasificación de Norma Ecuatoriana de la Construcción se identificó a la edificación como un sistema estructural C1 ya que la estructura está compuesta por pórticos de hormigón armado. [18] La FEMA recomienda que la evaluación debe ser realizada por un profesional y solo puede ser aplicada en edificios [28]


Para encontrar el valor o grado de vulnerabilidad sísmica final se recomienda que:

- Cuando el valor $S \geq 2$, la estructura no necesita reforzamiento.
- Cuando el valor $S = 2$, significa que la estructura tiene una probabilidad de 1 a 100 de colapso.
- Cuando el valor $S < 2$, hay que usar un método de inspección más detallada para la estructura. [28]

• **Nivel 1 de Evaluación, Formulario de recolección de datos – Alta sismicidad**

En la ilustración siguiente se muestra el formato completo del nivel a analizar con la información de la estructura obtenida in situ.

Tabla 63. Formulario de Inspección Rápida de Vulnerabilidad Sísmica Nivel 1 - FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos.																			Nivel 1	
FEMA P -154, Formulario de recolección de datos																			ALTA SISMICIDAD	
 <p>FOTOGRAFÍA</p>	Dirección: <u>Av. Los Chasquis y Río Payamino</u> Código Postal: <u>180103</u> Otros identificadores: <u>Universidad Técnica de Ambato Campus Huachi</u> Uso: <u>Centro de Educación</u> Latitud: <u>9859644.11</u> Longitud: <u>-76435.64</u> Ss: _____ S1: _____ Evaluadores: <u>Thalía Barreno</u> Fecha/Hora: <u>08/10/20 – 09:00 am</u> N°pisos: Sobre NPT: <u>3</u> Bajo NPT: <u>-</u> Año de construcción: <u>1991</u> <input type="checkbox"/> EST Área total en planta (m2) : <u>850</u> Año código: _____ Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción <u>2018</u> Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. Histórica Refugio Industrial Oficinas <u>Educación</u> Gubernamental Serv. Públicos Almacenamiento Residencial # Unidades: _____																			
	Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelopobre) <input type="checkbox"/> DKN (Asumir tipo D) Peligros geológicos: Licuefacción: Si/ <u>No</u> /DKN Deslizamiento: Si/ <u>No</u> /DKN Ruptura de superficie: Si/ <u>No</u> /DKN Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) _____ <input checked="" type="checkbox"/> En planta (tipo) <u>Ejes estructurales no paralelos</u> Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros _____																		COMENTARIOS <u>La estructura presenta una modificación reciente de la instalación de un ascensor con estructura metálica y gradas de hormigón armado</u> <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad	
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																				
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	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	N/A			
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	N/A			
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	N/A			
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	N/A	1.9	2.1	N/A	2.0	2.4	2.1	2.1	N/A	1.2			
Tipo 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 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 suelo E (> 3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	N/A	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	N/A	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	N/A			
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0			
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 SL1 ≥ Smin																			$1.5 - 0.6 - 0.4 = 0.5 = SL1$	
																			$Smin = 0.3$	
																			$0.5 > 0.3$	

EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Áereo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente tipo de suelo: <u>Tipo D</u> Fuente Peligros Geológicos: <u>-</u> Persona Contacto: <u>-</u>	OTROS PELIGROS ¿Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	ACCIÓN REQUERIDA ¿Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si otros peligros presentes <input checked="" type="checkbox"/> No ¿Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían 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 han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK
EVALACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>0.5</u> ¿Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No	Cualquier información que pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe	

Fuente: Tesista Thalía Barreno

En este formulario se recolecta los datos básicos de la estructura como son: uso, coordenadas y se observó que la edificación consta de 3 niveles, cada uno de ellos con una altura de 3m.

Luego se ubica la descripción detallada como son el área, año de construcción, tipos de suelo y peligros geológicos del lugar donde se sitúa el edificio, además se encuentra la información de la persona que evalúa.

Según el tipo de sistema estructural presentada de la estructura (C1), se analiza el siguiente punto del formulario donde se asigna el puntaje básico y de los modificadores para encontrar el puntaje final de este nivel. Para escoger el valor según la irregularidad en elevación según la FEMA 154 hay dos tipos: severa y moderada, donde la moderada corresponde cuando solo existe una irregularidad y si tiene más de dos se le considera severa; los parámetros Pre – Código y Post Referencia, se le considera cuando las Normas ocupadas para la construcción del edificio fueron antes del año 2000 o después respectivamente. [3]

Ilustración 29. Tercer paso de la inspección visual Nivel 1, FEMA 154

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	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 e 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	N/A	
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	N/A	
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	N/A	
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	N/A	1.9	2.1	N/A	2.0	2.4	2.1	2.1	N/A	1.2	
Tipo 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 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 suelo E (> 3 pisos)	-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	N/A	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	N/A	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	N/A	
Puntaje Mínimo, Smin	1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 SL1 ≥ Smin									1.5 – 0.6 - 0.4 = 0.5 = SL1 Smin = 0.3 0.5 > 0.3									

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Finalmente se coloca la información sobre la extensión de la revisión, tipo de suelo, luego se considera si existen otros peligros como el golpeteo, objetos que se puedan caer a edificaciones adyacentes peligros geológicos, etc., los cuales solicitan una evaluación más detallada de la estructura y acciones requeridas si fuese el caso.

Ilustración 30. Cuarto paso de la inspección visual Nivel 1, FEMA 154

<p>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN</p> <p>Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Áereo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente tipo de suelo: <u>Tipo D</u> Fuente Peligros Geológicos: <u>-</u> Persona Contacto: <u>-</u></p> <hr/> <p>EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?</p> <p><input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>0.5</u> ¿Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No</p>	<p>OTROS PELIGROS</p> <p>¿Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?</p> <p><input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural</p>	<p>ACCIÓN REQUERIDA</p> <p>¿Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si otros peligros presentes <input checked="" type="checkbox"/> No</p> <p>¿Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían 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 han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK</p>
<p>Cualquier información que pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables O DNK = no se sabe</p>		

Fuente: Tesista Thalía Barreno

La vulnerabilidad sísmica de la estructura según la FEMA 154, se obtiene mediante el puntaje final de S, en este caso se determinó un valor de 0.5 donde la probabilidad de colapso es 1 en 10^S , en este caso $10^{0.5}$, es decir, existe una probabilidad de 1 en 3 (33%), el cual indica que el edificio requiere una evaluación más detallada y revisada por un profesional en diseño sísmico ya que, como se mencionó anteriormente el valor mínimo recomendado por la norma es un valor de 2.

- **Nivel 2 de Evaluación, Formulario de recolección de datos – Alta sismicidad**

El siguiente nivel es opcional, no obstante, se la realizó para obtener más detalles del edificio; a continuación, se puede observar el formulario o matriz con la información recolectada durante la evaluación de la estructura.

Tabla 64. Formulario de Inspección Rápida de Vulnerabilidad Sísmica Nivel 2 - FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional) FEMA		
P -154, Formulario de Recolección de Datos		ALTA SISMICIDAD		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional				
Nombre edificio: <u>FISEI</u>	Puntaje Final Nivel 1: <u>0.5</u>	(no se considera SMN)		
Inspector: <u>Thalia Barreno</u>	Modificadores de irregularidad Nivel 1:	Vertical Irregularity, VL1= <u>-</u>	Irregularidad en planta, PL1= <u>-0.6</u>	
Fecha/Hora: <u>08/10/2020 - 09:00 am</u>	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S' = (SL1-VL1-PL1) = <u>1.1</u>		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad elevación, VL2z	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	VL2= <u>-</u> Tope en -1.2
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máx 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	
		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	
	Discontinuidad	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.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
	Columnas cortas	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidades menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-0.5	
C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5		
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5		
Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación VL2	-1		
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5		
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	PL2= <u>-0.4</u> Tope en -1.1	
	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		
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura	-0.7			
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3	M = <u>0.3</u>	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	-1		
	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 -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 Readección)	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		
Readección	Una readección 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 <u>1.1 - 0.4 + 0.3 = 1</u> Smin = <u>0.3</u> <u>1 > 0.3</u>		Transferir a formulario 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 OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (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 pesado			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes			
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
Interior	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
	Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo 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 type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenazan a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
Comentarios:				

Fuente: Tesista Thalia Barreno

Pasos por seguir:

Para iniciar este formulario se coloca la información de la estructura, del inspector, fecha y hora de la evaluación y luego se realiza un puntaje de base ajustado dependiendo los valores SL1, VL1 y PL1 obtenidos de la matriz del nivel 1.

Después, se identificarán el tipo de irregularidades:

- En elevación donde no hubo ninguna irregularidad pero
- En planta de la estructura presenta ejes estructurales no paralelos.

Posteriormente, se encuentran otras irregularidades o defectos de la estructura, en la que se pudo identificar redundancia, donde a continuación, se describe en que consiste.

Ilustración 31. Cuarto paso de la inspección visual Nivel 2, FEMA 154

Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente	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.	Valor límite modificador de puntaje por golpeteo es -1	-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 Readecuación)			0.3
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes			-0.4
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda			12
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.			1.4
				M = 0.3

Fuente: Tesista Thalía Barreno

El puntaje final del nivel 2 (SL2) en base a los valores obtenidos en los pasos anteriores. En este nivel se determinó un valor de 1 donde la probabilidad de colapso es 10^1 , es decir, existe una probabilidad de 1 en 10 (10%), el cual indica que el edificio requiere una evaluación más detallada y revisada por un profesional en diseño sísmico puesto que, valor mínimo recomendado por la norma es un valor de 2.

Ilustración 32. Quinto paso de la inspección visual Nivel 2, FEMA 154

PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $SL_2 = (S' + VL_2 + PL_2 + M) \geq S_{mín}$		$1.1 - 0.4 + 0.3 = 1$	$S_{mín} = 0.3$	$1 > 0.3$	Transferir a formulario 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					


Fuente: Tesista Thalía Barreno

3.1.1.2. Inspección Visual Rápida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015

Para la recopilación de datos del edificio se llena el formulario presentado en la NEC, para la evaluación de vulnerabilidad sísmica o probabilidad de que, esto se lo realiza mientras se hace la visita de campo. La evaluación debe estar a cargo de un profesional, este determinará los valores de los modificadores correspondientes a la estructura para continuar con el puntaje final para identificar si tiene alta, media o baja vulnerabilidad dependiendo de los límites expuestos en la norma. [18]

Tabla 65. Inspección Visual Rápida, NEC 2015

EVALUACIÓN VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
DATOS DE EDIFICACIÓN:														
Dirección: Av. Los Chasquis y Río Payamino														
Nombre de la edificación: Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial														
Sitio de referencia: Universidad Técnica de Ambato														
Tipo de uso: Centro de Educación										Fecha de evaluación: 08/10/20				
Año de construcción: 1991										Año de remodelación: 2018				
Área construida en m2: 850										Número de pisos: 3				
DATOS DEL PREOFESIONAL														
Nombre del evaluador: Thalía Barreno														
C.I.: 1805456124														
Registro senescyt: -														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE EDIFICACIÓN														
Revisar Anexos N° 3														
														
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					
						Pórtico acero laminado con muros estructurales de H. Armado			S4					
Mixto acero – hormigón o madera - hormigón	MX	H. Armado prefabricado			PC	Pórtico acero con paredes mampostería			S5					
PUNTAJE BÁSICO, 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	
Mediana altura (4 – 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														
Precódigo (construido antes de 1977)-autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
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	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S					1.4									
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial							x	 Firma responsable Evaluación					
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
OBSERVACIONES:														

Fuente: Tesista Thalía Barreno

En el formulario se ingresan los datos del edificio como su dirección, nombre, tipo de uso y año de construcción, la cual es un parámetro muy importante que afectará o favorecerá los resultados finales y, además, se colocarán los datos del profesional que realiza la evaluación.

La tipología de sistema estructural se analizó que corresponde a un sistema C1: Pórtico de hormigón Armado, este punto nos ayuda para poder ubicar los modificadores del siguiente paso.

Ilustración 33. Segundo paso de la Inspección Visual Rápida, NEC 2015

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
				Pórtico acero laminado con muros estructurales de H. Armado	S4
Mixto acero – hormigón o madera – hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Tesista Thalía Barreno

A continuación, se elige los puntajes básicos y modificadores dependiendo de la altura, irregularidades y tipo de suelo donde está emplazada la estructura y luego calculamos el puntaje final S.

En la evaluación se identificó que la estructura tiene una vulnerabilidad alta, puesto que, el resultado fue de 1.4 y como se mencionó anteriormente el mínimo valor según la NEC 2015 es de 2, requiriendo así una evaluación especial o más detallada del edificio.

3.1.1.3. Inspección Visual Rápida de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR) del Ecuador

Este método plantea un proceso más rápido y sencillo el cual abarca 10 parámetros en el cual se analizan las diferentes características físicas de la edificación que repercuten con el comportamiento estructural donde, el índice de vulnerabilidad sísmica final en esta evaluación se expresa en valores de 0 a 100. En la tabla 65 se puede observar el formulario o matriz utilizada en campo.

Tabla 66. Inspección Visual Rápida de la SNGR

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	DESCRIPCIÓN DE LA VARIABLE Y USO DE LA INFORMACIÓN	INDICADORES CONSIDERADOS	Amenaza Sísmica
Sistema estructural	Describe la tipología estructural predominante en la edificación	Hormigón armado	0
		Estructura metálica	1
		Estructura de madera	1
		Estructura de caña	10
		Estructura de pared portable	5
		Mixta madera/hormigón	5
		Mixta metálica/hormigón	1
Tipo de material de paredes	Describe el material predominante utilizado en las paredes divisorias de la edificación	Pared de ladrillo	1
		Pared de bloque	1
		Pared de piedra	10
		Pared de adobe	10
		Pared de tapia/bahareque/madera	5
Tipo de cubierta	Describe el tipo de material utilizado como sistema de cubierta de la edificación	Cubierta metálica	5
		Losa de hormigón armado	0
		Vigas de madera o zinc	5
		Caña y zinc	10
		Vigas de madera y teja	5
Sistema de entrepiso	Describe el tipo y material utilizado para el sistema de pisos diferentes a la cubierta	Losa de hormigón armado	0
		Vigas y entramado madera	5
		Entramado madera/caña	10
		Entramado metálico	1
		Entramado hormigón/metálico	1
Número de pisos	Se considera el número de pisos como una variable de vulnerabilidad, debido a que su altura incide en su comportamiento	1 piso	0
		2 pisos	1
		3 pisos	5
		4 pisos	

		5 pisos o más	1
Año de construcción	Permite tener una idea de la posible aplicación de criterios de diseño de defensa contra la amenaza	antes de 1970	10
		entre 1971 y 1980	5
		entre 1981 y 1990	1
		entre 1991 y 2010	0
Estado de Conservación	El grado de deterioro influye en la vulnerabilidad de la edificación	Bueno	0
		Aceptable	1
		Regular	5
		Malo	10
Características de suelo bajo la edificación	El tipo de terreno influye en las características de vulnerabilidad física	Firme, seco	0
		Inundable	1
		Ciénaga	5
		Húmedo, blando, relleno	10
Topografía del sitio	La topografía del sitio de construcción de la edificación indica posibles debilidades frente a la amenaza	A nivel, terreno plano	0
		Bajo nivel calzada	5
		Sobre nivel calzada	0
		Escarpe positivo o negativo	10
Forma de la construcción	La presencia de irregularidad en la edificación genera vulnerabilidades	Regular	0
		Irregular	5
		Irregular severa	10

Fuente: Tesista Thalía Barreno

En primera instancia se llena la matriz con los diferentes parámetros en el cual se observó que, el sistema estructural está formado por hormigón armado, las paredes son de ladrillo, la cubierta era tanto metálica en una zona y en otro de hormigón armado, asimismo, se observó que tiene un estado de conservación bueno, el suelo es firme y seco y además otros datos ya mencionados en las matrices anteriores como el año de construcción y el número de pisos.

Para determinar el valor total de índice de vulnerabilidad sísmica se realizó una ponderación que la SNGR nos brinda (tabla 66) y así encontrar el grado de vulnerabilidad en la que se encuentra la estructura.

Tabla 67. Ponderación y Valor Total del Índice de Vulnerabilidad Sísmica según SNGR

VARIABLE DE VULNERABILIDAD	VALORES INDICADOS	PONDERACIÓN	VALOR DE AMENAZA SÍSMICA
Sistema estructural	0	1.2	0
Tipo de material de paredes	1	1.2	1.2
Tipo de cubierta	5	1	5
Sistema de entrepiso	0	1	0
Número de pisos	5	0.8	4

Año de construcción	0	1	0
Estado de Conservación	0	1	0
Características de suelo bajo la edificación	0	0.8	0
Topografía del sitio	5	0.8	4
Forma de la construcción	0	1.2	0
TOTAL			14.2

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Tabla 68. Nivel de Vulnerabilidad según la SNGR

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

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Como se puede observar en las tablas 67 y 68 el puntaje de amenaza sísmica obtenida con la ponderación es de 14.2 el cual significa que el nivel de vulnerabilidad según los límites de la SNGR es BAJO ya que se encuentra entre 0 a 33 puntos. En este método los puntajes son más bajos cuando la estructura es de hormigón armado ya que se le considera resistente ante eventos sísmicos comparado con otros materiales.

3.1.2. Grado de Vulnerabilidad Sísmica Mediante un Análisis Cuantitativo

Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura se debe realizar un análisis dinámico, estático no lineal o también llamado PUSHOVER y finalmente a través de la curva de capacidad de la estructura se identificará el grado. Se utilizará dos tipos de demanda los cuales son: el espectro de respuesta de la NEC y el espectro Determinista.

3.1.2.1. Análisis Lineal

Para el desarrollo de este análisis se debe establecer los siguientes valores:

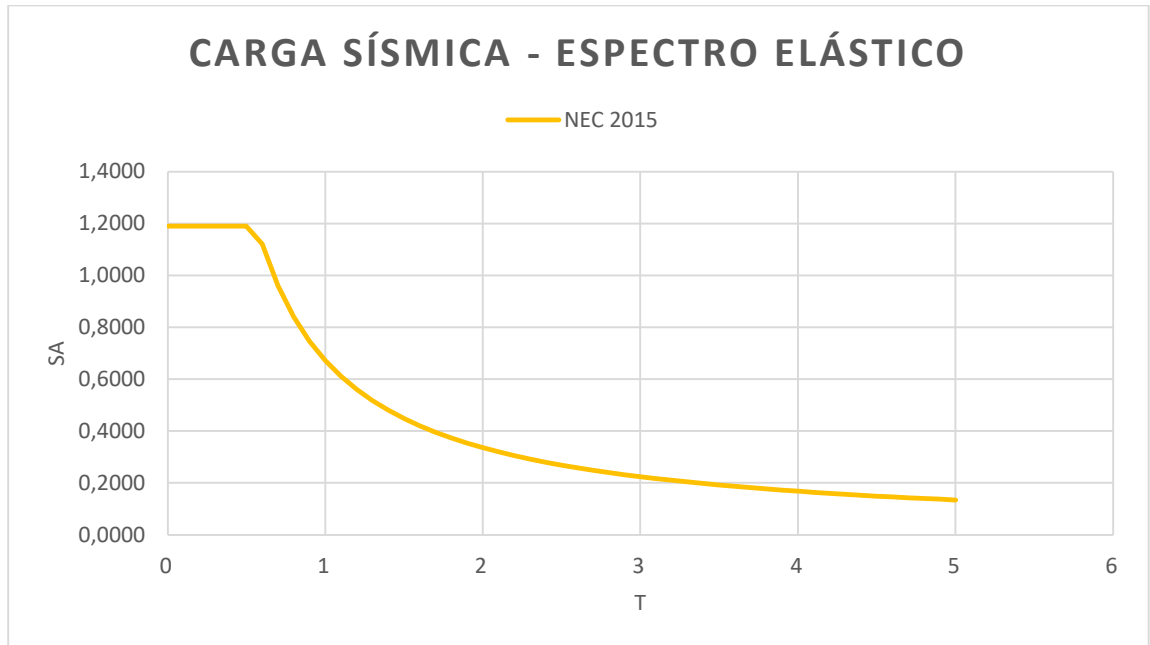
I. Cortante basal y espectro de diseño NEC 2015

Tabla 69. Cálculo de la Cortante Basal de la Estructura

Ubicación	Ambato
Sistema Estructural	Pórticos de Hormigón Armado con Vigas Descolgadas
$Z\%(g)$	0,4
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
n	2,48
r	1
Ct	0,055
α	0,9
hn	9
$Ta1(s)$	0,40
$To(s)$	0,13
$Tc(s)$	0,70
Sa	1,19
I	1,3
R	8
ϕp	0,9
ϕe	1
$C(\%g)$	0,2149
k	1,00

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Ilustración 34. Aceleración Espectral de la Estructura



Fuente: Tesista Thalía Barreno

- **Periodo de Vibración (Ta).** - El periodo de vibración aproximado de la edificación será considerado a través de la ecuación 33, planteada en la norma NEC 2015.

$$Ta = Ct * hn^{\alpha} \text{ (Ec. 33)}$$

$$Ta = 0.055 * 9^{0.9}$$

$$Ta = 0.40$$

Donde:

Ta = Periodo de Vibración

Ct y α = Coeficientes que depende del tipo de edificación

hn = Altura máxima de la estructura (m)

- **Coefficiente Basal Estático.** – Es el porcentaje de peso total de la edificación colocada como fuerza lateral en la base de esta. Se calcula mediante la ecuación 34, planteada por la norma NEC 2015.

$$C_{be} = \frac{I * Sa}{R * \phi_E * \phi_P} \text{ (Ec. 34)}$$

Donde:

C_{be} = Coeficiente Basal Estático

I = Factor de Importancia

R = Factor de Reducción de Resistencia Sísmica

ϕ_E y ϕ_P = Coeficientes de regularidad en planta y elevación

Sa = Espectro de diseño en Aceleración, la cual se calcula mediante las siguientes fórmulas planteadas por la NEC 2015:

$$- Sa = \eta * Z * Fa \text{ (Ec. 35)} \quad \text{cuando } 0 \leq Ta \leq Tc$$

$$- Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{Ta}\right)^r \text{ (Ec. 36)} \quad \text{cuando } Ta > Tc$$

En donde:

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

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \text{ (Ec. 37)}$$

$$Tc = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$Tc = 0.70$$

$$0 < 0.40 < 0.70$$

Por lo tanto: $Sa = \eta * Z * Fa$ (Ec. 35)

$$Sa = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$Sa = 1.19$$

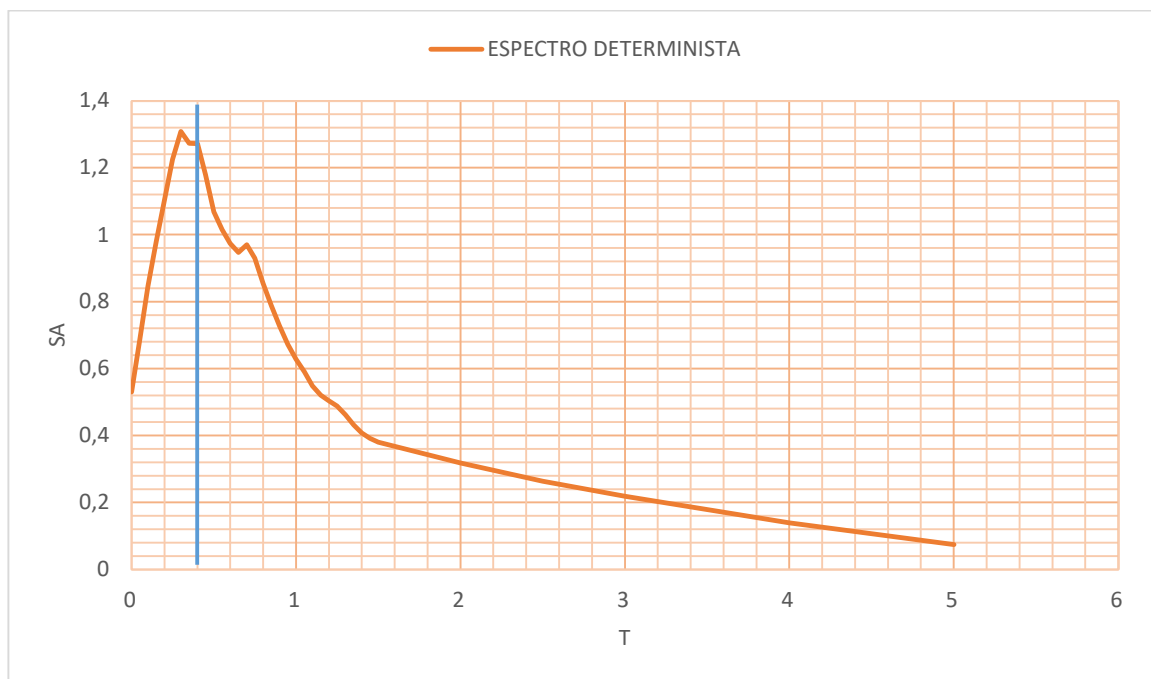
Cálculo del coeficiente basal estático

$$C_{be} = \frac{1.3 * 1.19}{8 * 1 * 0.9}$$

$$C_{be} = 0.215$$

II. Cortante basal y espectro de diseño Determinista

Ilustración 35. Espectro Determinista (K. Freire)



Fuente: Tesista Thalía Barreno

- **Periodo de Vibración (Ta)**

$$Ta = 0.40$$

- **Espectro de diseño en Aceleración (S_a)**

$$S_a = 1.27$$

- **Coefficiente Basal Estático**

$$C_{be} = 0.229$$

3.1.2.2. Material

Tabla 70. Resumen de elementos estructurales con sus secciones de la Edificación

Resumen de elementos y secciones de la estructura		
Elemento	Secciones (cm)	Cantidad
Columnas	40X50	90
Vigas	35X55	50
Losas	20	3
Escaleras	huella= 30, contrahuella= 17	2

Fuente: Tesista Thalía Barreno

- Hormigón

Ilustración 36. Propiedades del hormigón utilizado para la modelación de la estructura

Fuente: Etabs 2016

- **Acero de refuerzo**

Ilustración 37. Propiedades del acero de refuerzo utilizado en la modelación de la estructura

Fuente: Etabs 2016

3.1.2.3. Propiedades de las Columnas

- **Cantidad de acero**

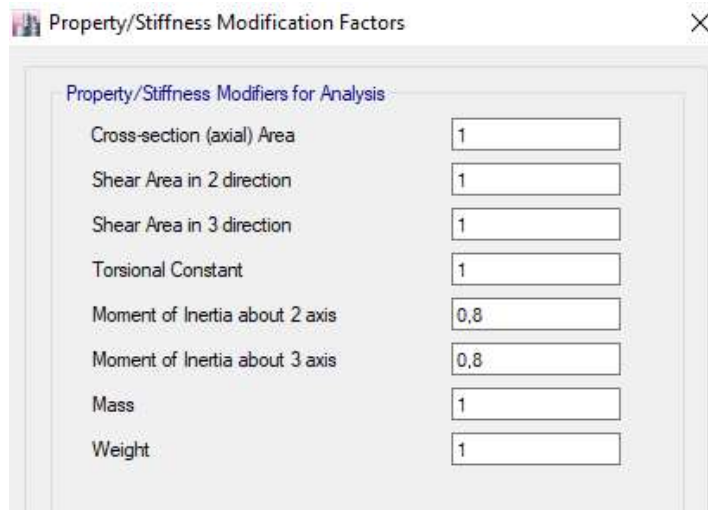
Ilustración 38. Acero de refuerzo en columnas

Fuente: Etabs 2016

- **Inercias fisuradas**

Según la NEC, para columnas es $0.8 I_g$ [11]

Ilustración 39. Inercias fisuradas de las columnas

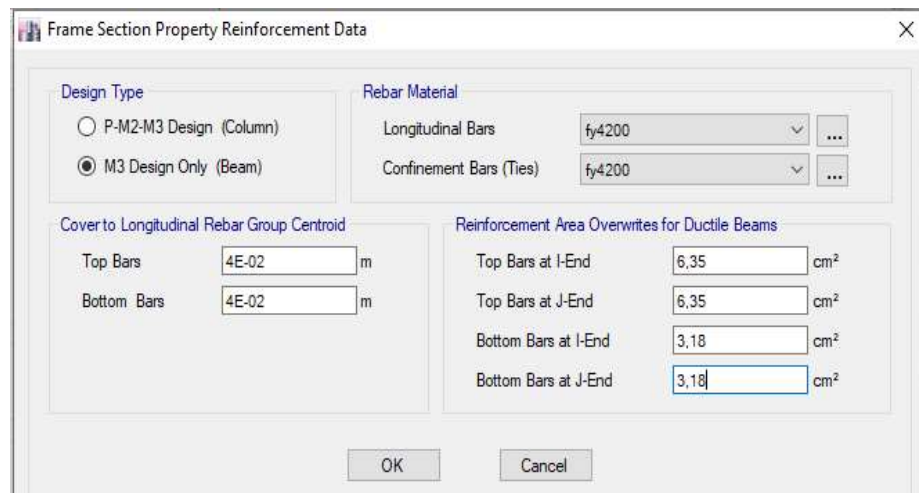


Fuente: Etabs 2016

3.1.2.4. Propiedades de las Vigas

- **Cantidad de acero**

Ilustración 40. Acero de refuerzo en Vigas

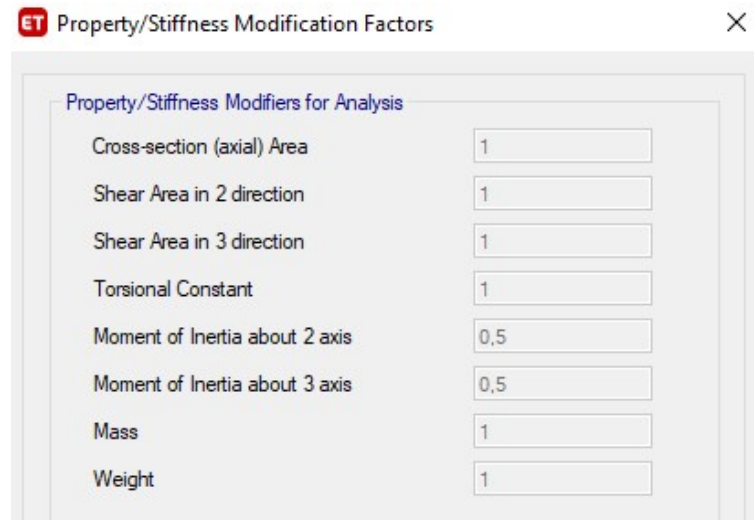


Fuente: Etabs 201

- **Inercias fisuradas**

Según la NEC, para vigas es $0.5 I_g$ [11]

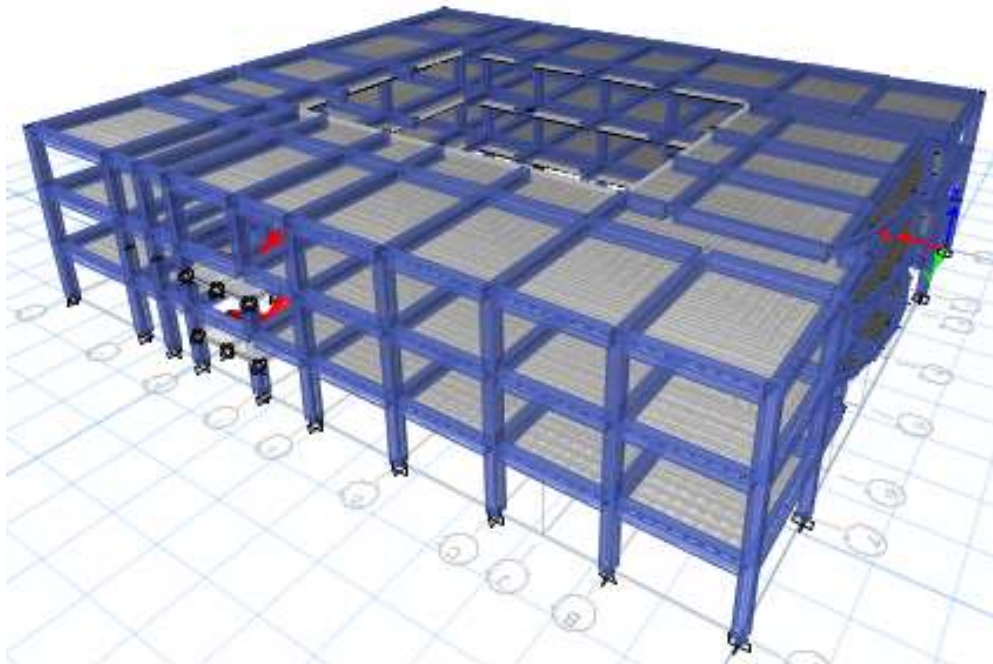
Ilustración 41. Inercias fisuradas de las vigas



Fuente: Etabs 2016

3.1.2.5. Modelado Etabs

Ilustración 42. Modelación de la Estructura



Fuente: Etabs 2016

3.1.2.6. Chequeos según la NEC SE DS 2015 para la estructura

Para comprobar que la edificación posea un óptimo desempeño ante un sismo se recomienda que cumpla con las siguientes verificaciones:

3.1.2.6.1. Periodo de vibración

Para esta verificación debe cumplir la siguiente expresión:

$$T_{modal} \leq 1.3T \text{ [11] (Ec. 38)}$$

El periodo de vibración obtenida de la estructura se observa en la siguiente ilustración:

Ilustración 43. Periodo de vibración de la estructura

MODAL +X	1	0,496
----------	---	-------

Fuente: Etabs 2016

$$0.496 \leq 1.3(0.4)$$

$$\mathbf{0.496 \leq 0.52}$$

SI CUMPLE

3.1.2.6.2. Modos traslacionales

Para esta verificación debe cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{Rz}{Ux}, \frac{Rz}{Uy} \leq \mathbf{30\%} \text{ (Ec. 39)}$$

Tabla 71. Comportamiento de la estructura

Caso	Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz	% Torsión	Vibración
Modal	1	0.496	0.0252	0.6964	0.1244	17.86 CUMPLE	Traslacional
Modal	2	0.47	0.7822	0.055	0.0299	3.82 CUMPLE	Traslacional

Fuente: Tesista Thalía Barreno

La estructura tiene un comportamiento traslacional tanto en el primer y segundo modo de vibración, por lo que cumple este chequeo ya que la fuerza sísmica es muy importante en estos modos para evaluar si tiene torsión en planta y debe garantizar que los movimientos predominantes sean traslacionales y no torsionales, por lo que, la relación entre el giro de la edificación para el valor máximo de desplazamiento debe ser menor al 30%. [60]

En este caso según la tabla 69, la estructura analizada presenta un comportamiento traslacional en los primeros modos de vibración con un porcentaje de 17.86% y 3.82% por lo que no presenta problemas torsionales en planta cumpliendo así con el chequeo con valores menores al 30%. (según Medina y Placencia 2017) [60]

3.1.2.6.3. Masas Acumuladas

Según la Norma Ecuatoriana para realizar un análisis dinámico espectral se debe garantizar que se acumule al menos el 90% de la masa modal total de la estructura en cada dirección principal. [11] En este caso dentro de los modos considerados para el análisis las masas acumuladas cumplen en el quinto modo en el eje X y en el sexto modo en el eje Y, como se puede observar en la Tabla 70.

Tabla 72. Masas Acumuladas de la estructura

Modo	Periodo (segundos)	Sum UX	Sum UY
1	0.484	0.0048	0.8399
2	0.472	0.777	0.844
3	0.425	0.8686	0.8445
4	0.21	0.8687	0.8446
5	0.159	0.9586	0.8447
6	0.153	0.956	0.9041
7	0.15	0.9609	0.9466
8	0.139	0.962	0.9468

Fuente: Tesista Thalía Barreno

3.1.2.6.4. Cortante Basal Estático vs. Cortante Basal Dinámico

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que el valor del cortante dinámico total no debe ser:

- < 80% del cortante basal estático para estructuras regulares
- < 85% del cortante basal estático para estructuras irregulares

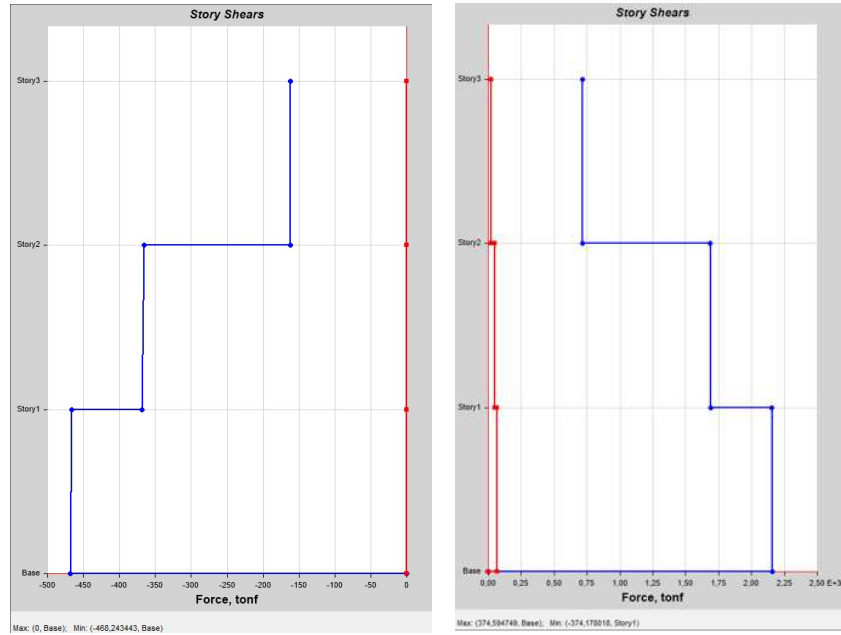
Caso contrario el valor debe ser ajustado para validar el análisis dinámico. [11]

Para esta verificación la estructura es regular, por lo que, debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_{dinámico} \geq 80\% V_{estático} \text{ (Ec. 40)}$$

- Sentido X

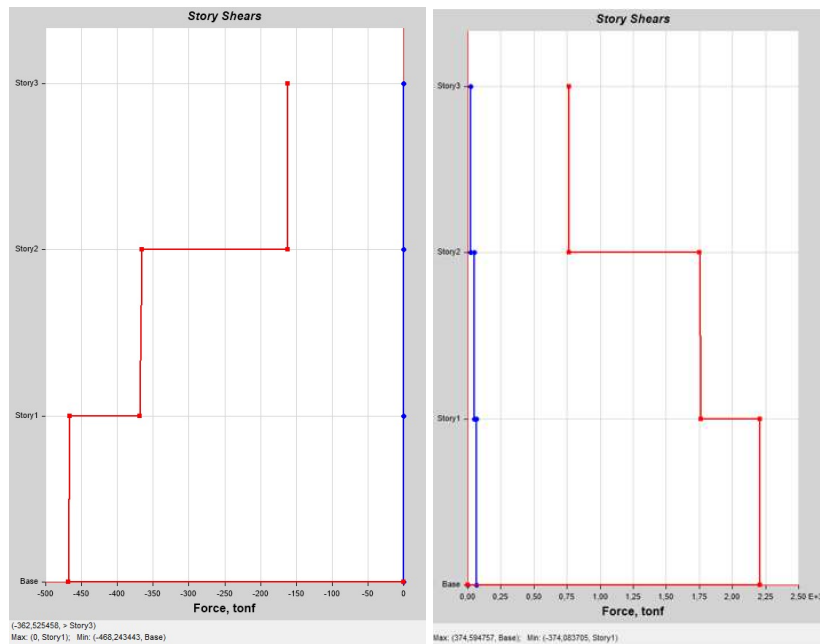
Ilustración 44. Cortante Basal Estático vs. Cortante Basal Dinámico en sentido X



Fuente: Etabs

- Sentido Y

Ilustración 45. Cortante Basal Estático vs. Cortante Basal Dinámico en sentido X



Fuente: Etabs

Tabla 73. Resultados obtenidos. Cortante basa dinámico de la estructura

Cortante Basal (ton)		%	Observación	
Estático	Dinámico ($\pm 5\%$)			
SENTIDO Y				
468.243	Y	374.595	80.00	Cumple
	+ Y Y	445.918	95.23	Cumple
	+ Y X	445.331	95.11	Cumple
	-Y Y	445.918	95.23	Cumple
	-Y X	445.426	95.13	Cumple
SENTIDO X				
468.243	X	374.595	80.00	Cumple
	+ X Y	445.917	95.23	Cumple
	+ X X	445.382	95.12	Cumple
	-X Y	445.176	95.07	Cumple
	-X X	445.360	95.11	Cumple

Fuente: Tesista Thalía Barreno

3.1.2.6.5. Derivas de piso

La norma establece que la deriva máxima no debe exceder los límites que se encuentran en la Tabla 72. [11]

Tabla 74. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS 2015 4.2.2 (Tabla 7 – Pág. 40)

Por lo tanto, debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\Delta M = \Delta E * 0.75 * R \text{ (Ec. 42)}$$

Donde:

ΔM = Deriva Inelástica

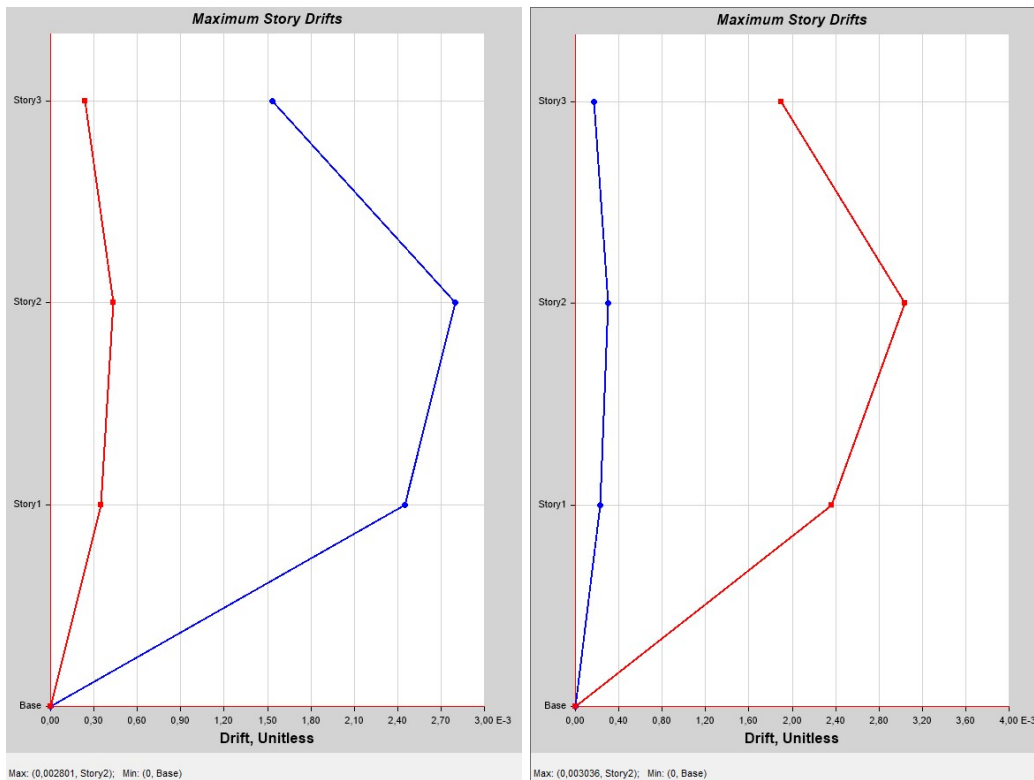
ΔE = Deriva Elástica

R = Factor de Reducción

3.1.2.6.5.1. Análisis con el ESPECTRO NEC

Análisis Estático

Ilustración 46. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Estático con el espectro de la NEC



Fuente: Etabs

- $\Delta E_x = 0.002801$

$$\Delta M = 0.002801 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0168 < 0.02$$

CUMPLE

- $\Delta E_y = 0.003036$

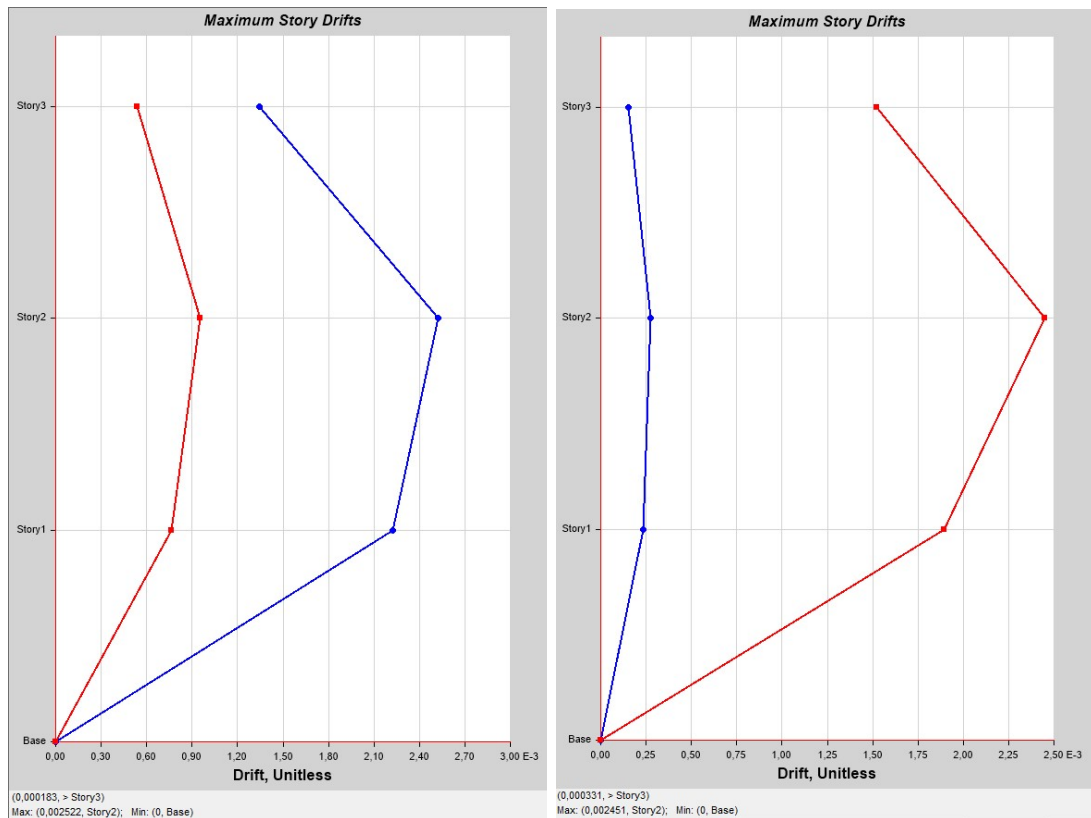
$$\Delta M = 0.003036 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0182 < 0.02$$

CUMPLE

Análisis Dinámico

Ilustración 47. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Dinámico con el espectro de la NEC



Fuente: Etabs

- $\Delta E_x = 0.002522$

$$\Delta M = 0.002522 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0151 < 0.02$$

CUMPLE

- $\Delta E_y = 0.002425$

$$\Delta M = 0.002425 * 0.75 * 8$$

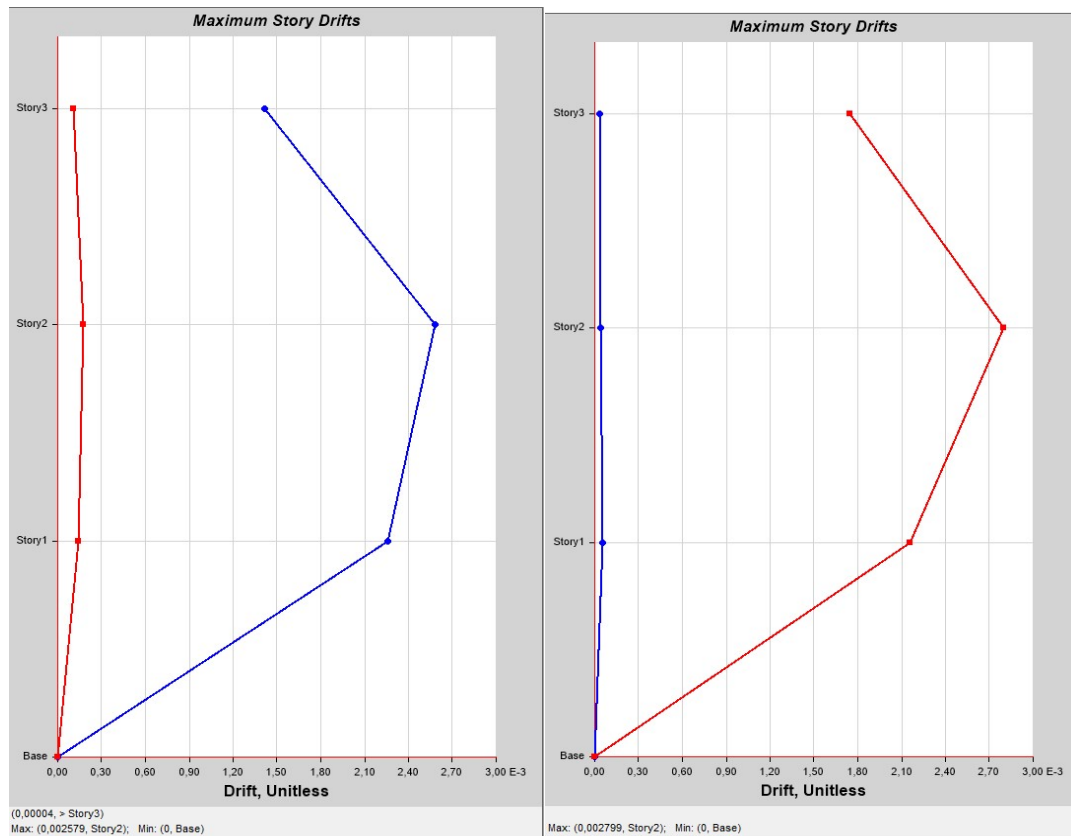
$$\Delta M = 0.0147 < 0.02$$

CUMPLE

3.1.2.6.5.2. Espectro DETERMINISTA

Análisis Estático

Ilustración 48. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Estático con el espectro Determinista



Fuente: Etabs

- $\Delta E_x = 0.002579$

$$\Delta M = 0.002579 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0155 < 0.02$$

CUMPLE

- $\Delta E_y = 0.002799$

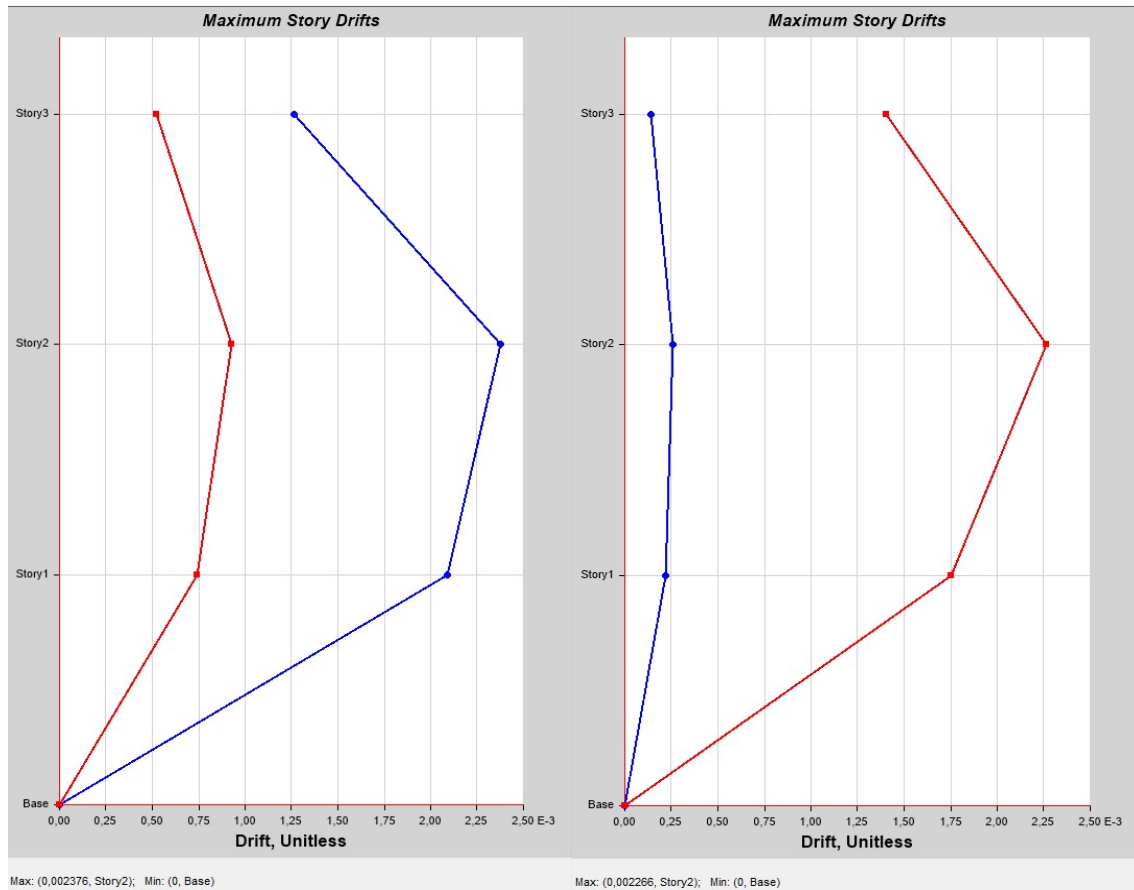
$$\Delta M = 0.002799 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0168 < 0.02$$

CUMPLE

Análisis Dinámico

Ilustración 49. Derivas Inelásticas de Piso - Análisis Dinámico con el espectro Determinista



Fuente: Etabs

- $\Delta E_x = 0.002376$

$$\Delta M = 0.002376 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0143 < 0.02$$

CUMPLE

- $\Delta E_y = 0.002266$

$$\Delta M = 0.002266 * 0.75 * 8$$

$$\Delta M = 0.0136 < 0.02$$

CUMPLE

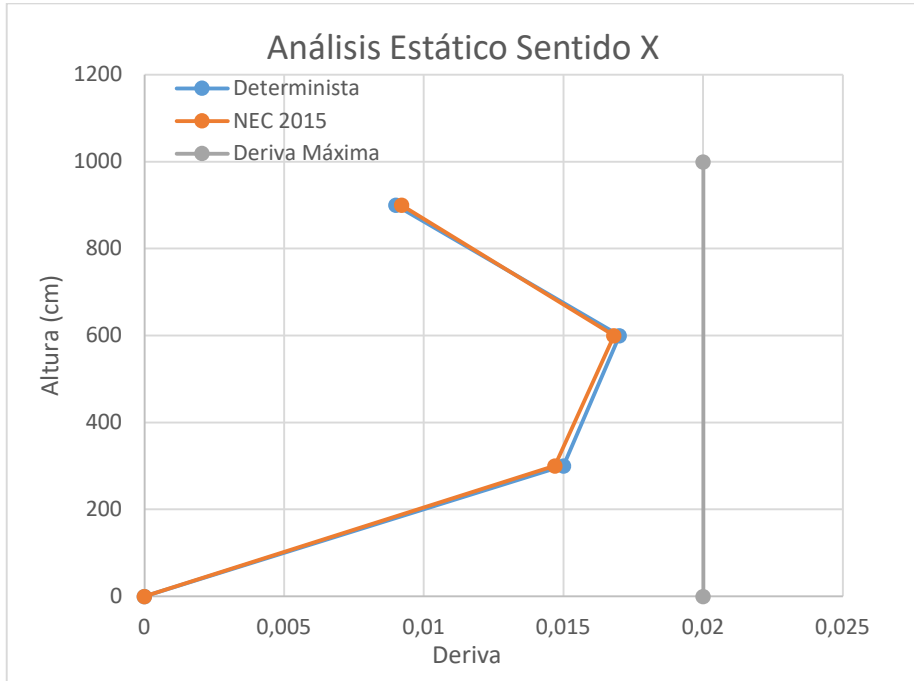
COMPARACIÓN ENTRE LAS DERIVAS CON EL ESPECTRO DE LA NEC 2015 y espectro DETERMINISTA:

Tabla 75. Derivas de piso de la estructura con los espectros NEC y DETERMINISTA

Deriva Máxima según la NEC 2015	2 %			
Derivas Inelásticas con el espectro de la NEC 2015 y Determinista				
Espectro	Análisis Estático (%)		Análisis Dinámico (%)	
	X	Y	X	Y
Espectro NEC	1.68	1.82	1.51	1.47
Espectro Determinista	1.55	1.68	1.43	1.36

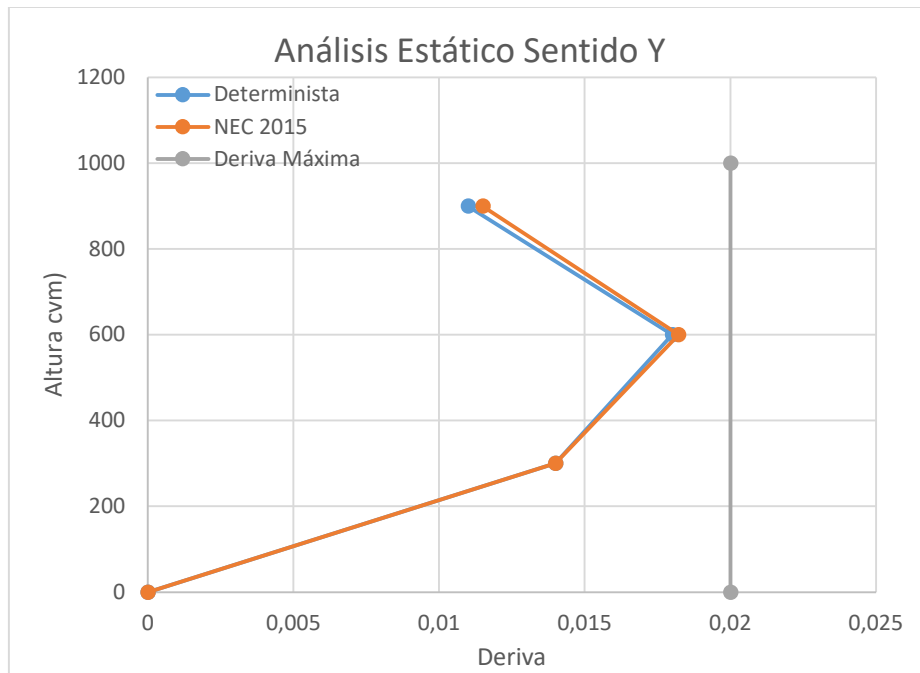
Fuente: ETABS

Ilustración 50. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Estático en el sentido X



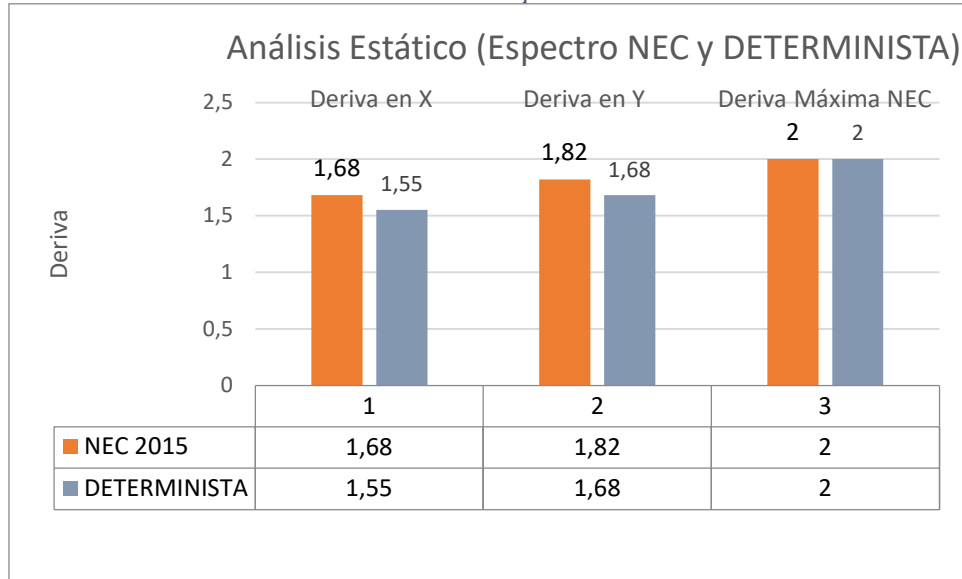
Fuente: Tesista Thalía Barreno

Ilustración 51. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Estático en el sentido Y



Fuente: Tesista Thalía Barreno

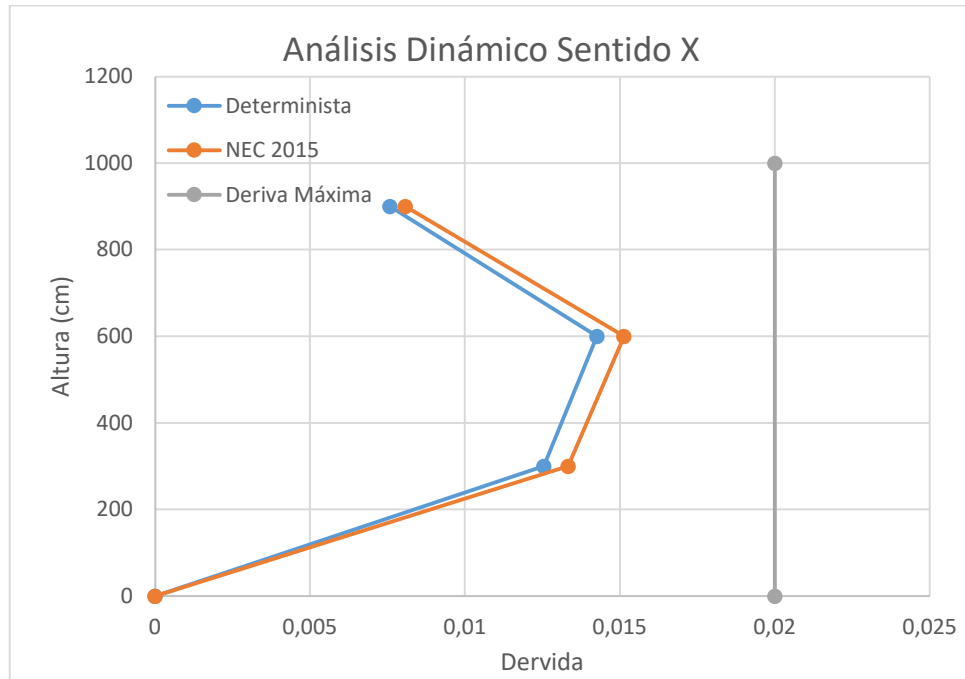
Ilustración 52. Derivas de piso de la estructura



Fuente: Tesista Thalía Barreno

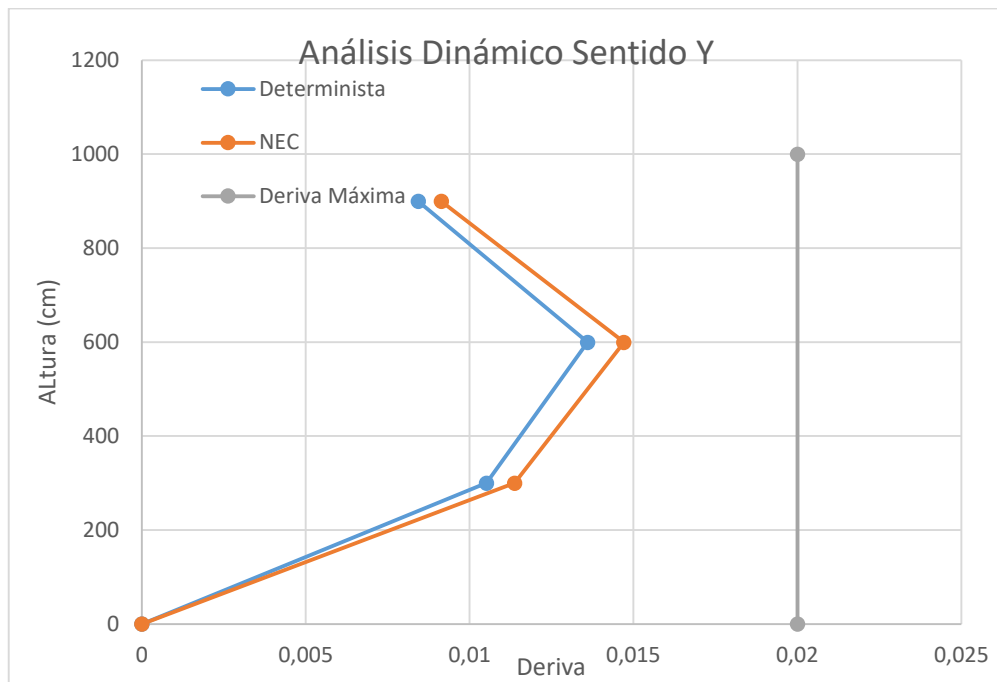
En las Ilustraciones 52 se puede verificar que las derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos tanto con el espectro de la NEC y el Determinista no superan el 2% que dicta la norma, por lo que cumple el parámetro y no necesita de un incremento de secciones o algún sistema que absorba la carga lateral.

Ilustración 53. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Dinámico en el sentido X



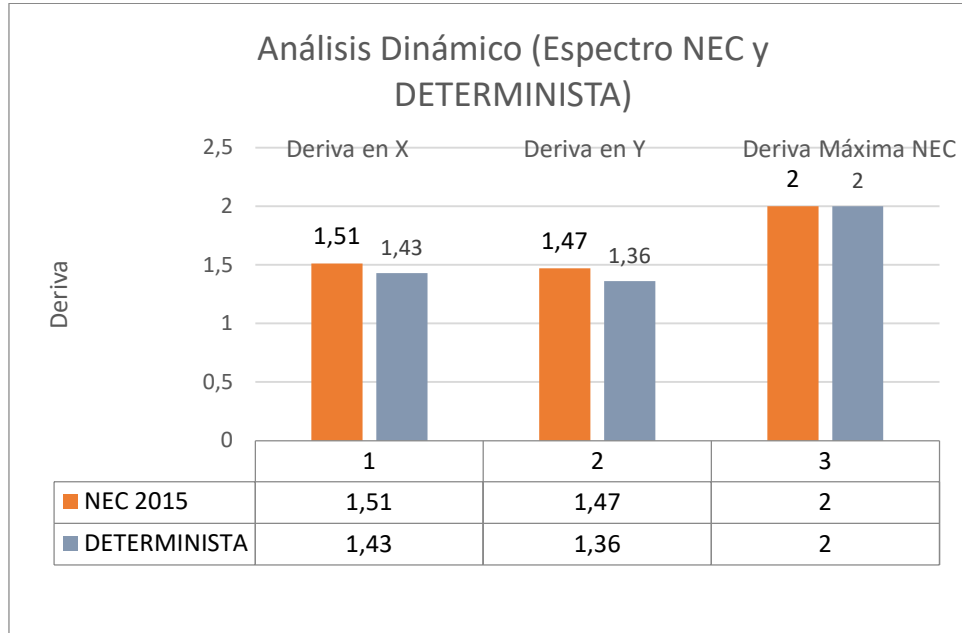
Fuente: Tesista Thalía Barreno

Ilustración 54. Derivas Inelásticas de la Estructura - Análisis Dinámico en el sentido Y



Fuente: Tesista Thalía Barreno

Ilustración 55. Derivas de piso de la estructura



Fuente: Tesista Thalía Barreno

En las Ilustraciones 55 se puede verificar que las derivas inelásticas causadas por cortantes dinámicos con el espectro de la NEC y Determinista no superan el 2% que dicta la norma, por lo que cumple el parámetro y no necesita de un incremento de secciones o algún sistema que absorba la carga lateral.

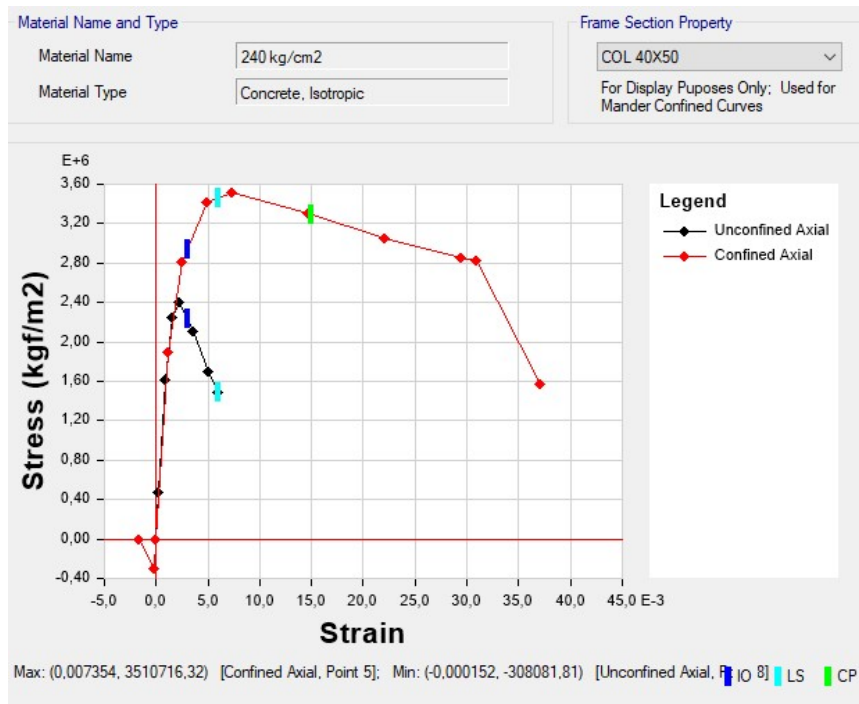
3.1.2.2 Análisis Estático no Lineal

A continuación del análisis dinámico se realiza un análisis no lineal o también llamado Pushover donde para obtener la curva de capacidad de la estructura y encontrar el punto de desempeño ante una amenaza sísmica.

3.1.2.2.1. Modelo de comportamiento de los materiales

El modelo de Mander se utiliza para graficar el comportamiento del hormigón confinado el cual depende del acero transversal de los elementos estructurales de la edificación, en la ilustración 55, se puede observar la gráfica del concreto.

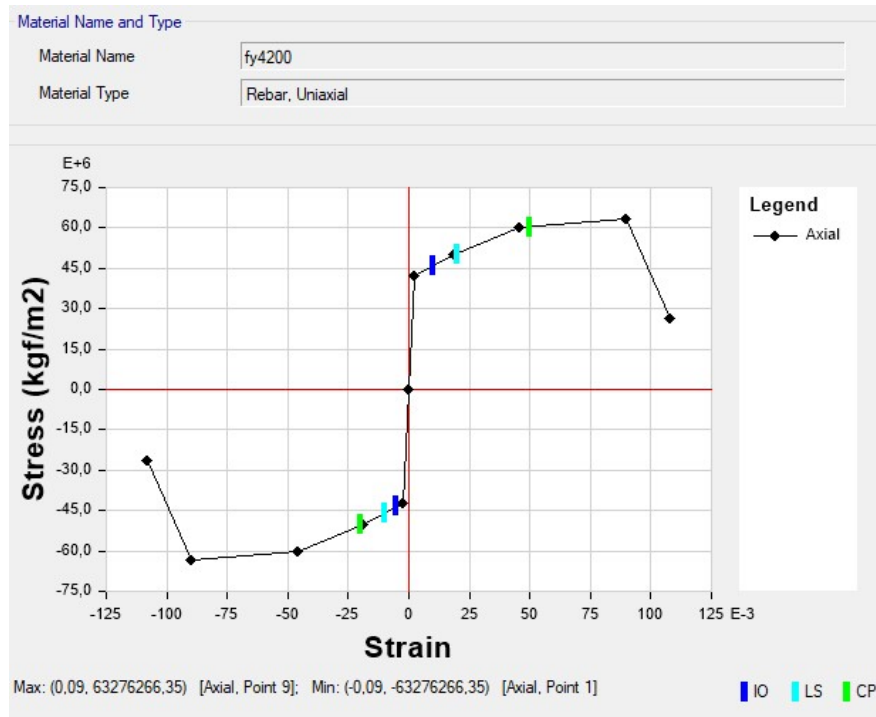
Ilustración 56. Modelo de Mander del hormigón de 240 kg/cm². Esfuerzo vs deformación



Fuente: ETABS

El comportamiento del acero se lo representa mediante el modelo de Park, en la ilustración 56, se puede identificar el diagrama de esfuerzo vs deformación del acero utilizado para el proyecto con una resistencia de 4200 kg/cm².

Ilustración 57. Modelo de Park del Acero de 4200 kg/cm². Esfuerzo vs deformación



Fuente: ETABS

3.1.2.2.2. Carga gravitacional no lineal

La carga gravitacional se le considera como el efecto inicial por la cual la estructura se deforma antes de ser expuesta a las cargas producidas por un movimiento sísmico. La FEMA le considera como un patrón de carga conformada por el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. [37]

Ilustración 58. Carga Gravitacional no lineal

The screenshot shows the 'Load Case Definition' dialog box in ETABS. The 'General' section has 'Load Case Name' set to 'GRAVITACIONAL', 'Load Case Type' to 'Nonlinear Static', 'Mass Source' to 'MASA +X', and 'Analysis Model' to 'Default'. The 'Initial Conditions' section has 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' selected. The 'Loads Applied' table lists three load patterns: 'Dead' (Scale Factor 1), 'CARGA PARED' (Scale Factor 1), and 'Live' (Scale Factor 0.25). The 'Other Parameters' section has 'Modal Load Case' set to 'MODAL +X', 'Geometric Nonlinearity Option' to 'P-Delta', 'Load Application' to 'Full Load', 'Results Saved' to 'Multiple States', and 'Nonlinear Parameters' to 'Default'.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	CARGA PARED	1
Load Pattern	Live	0.25

Fuente: ETABS

3.1.2.2.3. Carga Lateral no lineal (Pushover)

Las cargas laterales simulan las acciones del sismo en los dos sentidos de la estructura, estas cargas tienen la forma de triángulo invertido las cuales se aplican hasta su colapso.

Ilustración 59. Asignación de Carga Pushover en Sentido X.

The screenshot shows the 'Load Case Definition' dialog box in ETABS. The 'General' section has 'Load Case Name' set to 'PUSHOVER X', 'Load Case Type' to 'Nonlinear Static', 'Mass Source' to 'MASA +X', and 'Analysis Model' to 'Default'. The 'Initial Conditions' section has 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' selected, with 'Nonlinear Case' set to 'GRAVITACIONAL'. The 'Loads Applied' table lists one load pattern: 'PUSHOVER' (Scale Factor 1). The 'Other Parameters' section has 'Modal Load Case' set to 'MODAL +X', 'Geometric Nonlinearity Option' to 'P-Delta', 'Load Application' to 'Displacement Control', 'Results Saved' to 'Multiple States', and 'Nonlinear Parameters' to 'Default'.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER	1

Fuente: ETABS

Ilustración 60. Control de aplicación de la carga en sentido X

Load Application Control

Full Load
 Displacement Control
 Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint
 Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Fuente: ETABS

Ilustración 61. Asignación de Carga Pushover en Sentido Y.

General

Load Case Name

Load Case Type

Mass Source

Analysis Model

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	PUSHOVER	1

Other Parameters

Modal Load Case

Geometric Nonlinearity Option

Load Application

Results Saved

Nonlinear Parameters

Fuente: ETABS

Ilustración 62. Control de aplicación de la carga en sentido Y

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of m

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Fuente: ETABS

3.1.2.2.4. Asignación de Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas se las asigna en las zonas donde se espera la fluencia o conversión de momentos. Las longitudes se calculan con la Ecuación 10 según Paulay y Priestley, valores que transformados en porcentaje se insertan en el software ETBAS.

Para la asignación de las rótulas plásticas en las columnas se considera las condiciones que indican a norma ASCE 41-13 (tabla 10-8). Se debe tomar en cuenta que este elemento resiste flexo-compresión.

Ilustración 63. Propiedades asignadas de la rótula plástica en columnas

The screenshot shows the 'Auto Hinge Type' dialog box in ETABS. The 'Auto Hinge Type' dropdown is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' dropdown is set to 'Table 10-8 (Concrete Columns)'. Under 'Degree of Freedom', the 'P-M2-M3' radio button is selected. Under 'P and V Values From', the 'Case/Combo' radio button is selected with 'gravitacional' in the dropdown, and there are input fields for V2 and V3 in tonf. Under 'Concrete Column Failure Condition', the 'Condition ii - Flexure/Shear' radio button is selected. Under 'Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$ ', the 'From Current Design' radio button is selected. Under 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity', the 'Drops Load After Point E' radio button is selected.

Fuente: ETABS

Para la asignación de las rótulas plásticas en las vigas se considera las condiciones que indican a norma ASCE 41-13 (tabla 10-8), además se debe tomar en cuenta que este elemento trabaja a flexión

Ilustración 64. Propiedades asignadas de la rótula plástica en vigas

The screenshot shows the 'Auto Hinge Type' dialog box in ETABS for beam properties. The 'Auto Hinge Type' dropdown is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' dropdown is set to 'Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i'. Under 'Degree of Freedom', the 'M3' radio button is selected. Under 'V Value From', the 'Case/Combo' radio button is selected with 'gravitacional' in the dropdown, and there is an input field for V2 in tonf. Under 'Transverse Reinforcing', the 'Transverse Reinforcing is Conforming' checkbox is checked. Under 'Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$ ', the 'From Current Design' radio button is selected. Under 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity', the 'Drops Load After Point E' radio button is selected.

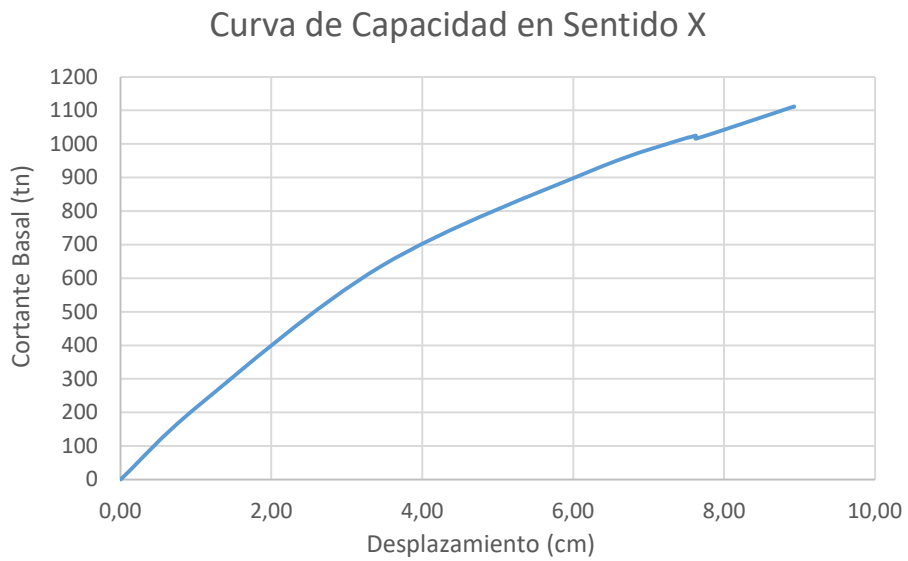
Fuente: ETABS

3.1.2.2.5. Desempeño de la Estructural

3.1.2.2.5.1. Curva de capacidad

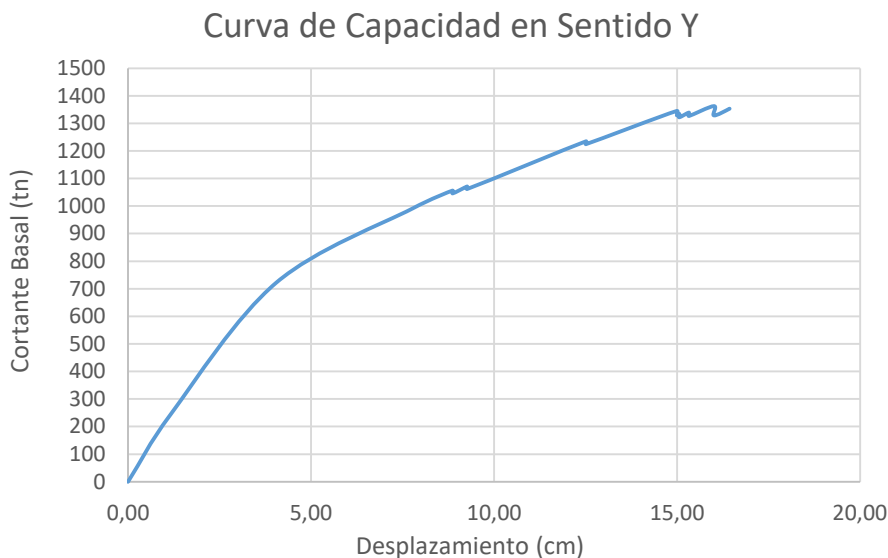
Con el análisis no lineal se obtuvo como resultado la curva de capacidad tanto en sentido X y Y, donde se identifica la cortante basal vs el desplazamiento en el último piso en este caso es el tercero de la edificación.

Ilustración 65. Curva de Capacidad en Sentido X



Fuente: Tesista Thalía Barreno

Ilustración 66. Curva de Capacidad en Sentido Y



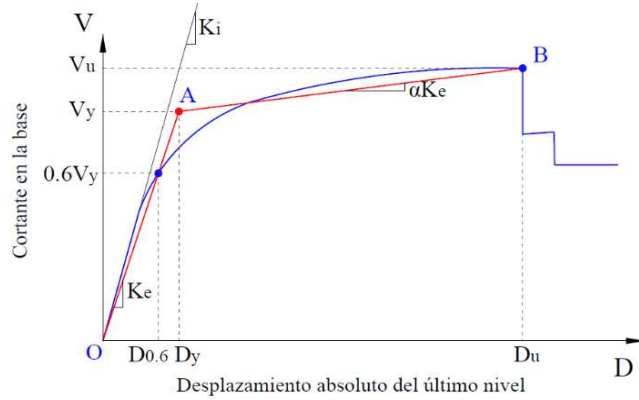
Fuente: Tesista Thalía Barreno

En la curva de capacidad en el sentido X se obtuvo un cortante basal último de 1111.44 ton con un desplazamiento de 8.93 cm, mientras que, en el sentido Y el cortante basal último es de 1353.10 ton con un desplazamiento último de 16.43 cm en la estructura analizada utilizando el espectro de la NEC, valores que muestran la capacidad máxima de la edificación donde a continuación se producirá el colapso de esta.

Representación bilineal de la curva de capacidad

La FEMA 356 nos brinda un método para simplificar la curva de capacidad mediante dos rectas una elástica y otra plástica donde se identifican puntos de control: capacidad de cedencia y capacidad última, estos son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la edificación. [61] En la ilustración 66, se observa la representación de esta simplificación.

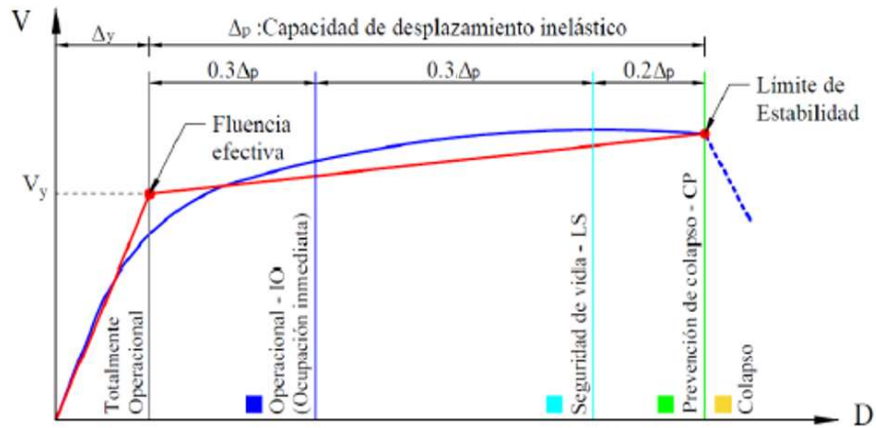
Ilustración 67. Representación bilineal de la curva de Capacidad.



Fuente: Agencia Federal para Manejo de Emergencias FEMA 365, 2000

La norma ATC-40 realiza división por niveles de la representación bilineal de la curva de capacidad por medio de porcentajes, donde, para un nivel operacional toma el 30% del desplazamiento Plástico (Δ_p), para seguridad de vida 30% (Δ_p), para prevención de colapso el 20% (Δ_p) y finalmente para colapso el 20% (Δ_p) como se muestra en la ilustración siguiente: [38]

Ilustración 68. División de niveles de la Representación Bilineal de la curva de Capacidad



Fuente: Tesista Thalía Barreno

El comité Visión 2000, propone a las estructuras en tres agrupaciones dependiendo su importancia que son:

- Estructuras críticas (edificaciones que contienen materiales peligrosos)
- Estructuras esenciales (hospitales bomberos, policía y centros de control de emergencias)
- Estructuras básicas (todas las que no están incluidas anteriormente)

La estructura en análisis se encuentra en el tercer grupo (estructuras básicas) según el comité Visión 2000, y a continuación en la tabla 73 se identifica los tipos de sismos con su respectivo nivel de desempeño, en este caso se avaluó con un sismo raro de 475 años, que representa un nivel de seguridad de vida.

Tabla 76. Objetivos de Desempeño Sísmico para edificaciones básicas según el Comité Visión 2000)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente - 72 años	Totalmente Operacional
Ocasional – 225 años	Ocupación Inmediata (Operacional)
Raro (diseño) – 475 años	Seguridad de Vida
Muy raro – 2500 años	Prevención de Colapso

Fuente: SEAOC Comité Visión 2000, 1995

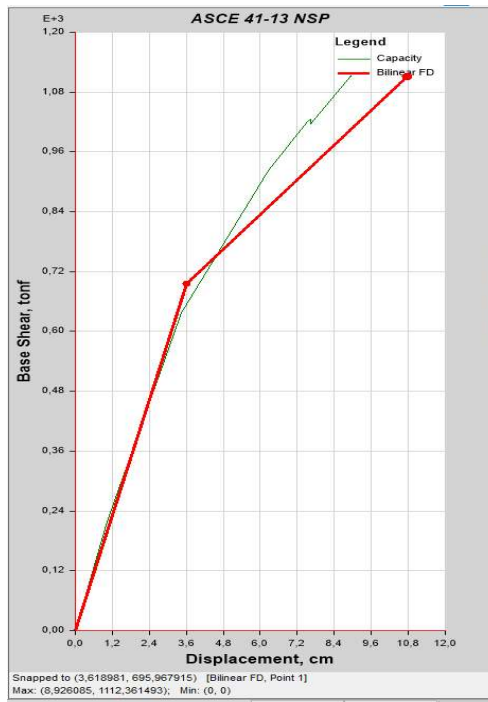
- **Análisis Bilineal en el Sentido X**

Capacidad de Cedencia: (Dy, Ay) (3.6189; 695.9679)

Capacidad Última: (Du, Au) (8.9268; 1111.4381)

Valores obtenidos a través del software ETBAS, como se observa en la ilustración siguiente:

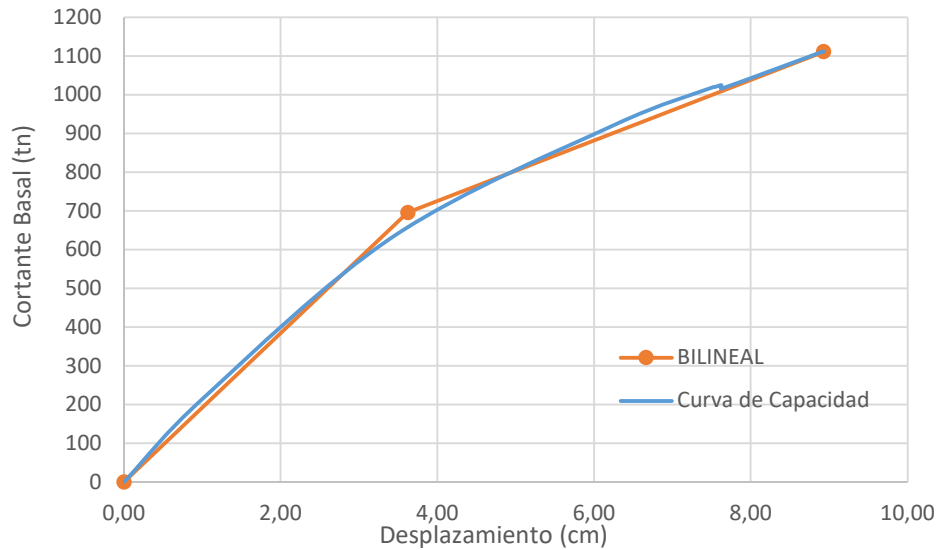
Ilustración 69. Análisis Bilineal en el Sentido X



Fuente: ETABS

Ilustración 70. Representación Bilineal en Sentido X

Curva de Capacidad en Sentido X



Fuente: Tesista Thalía Barreno

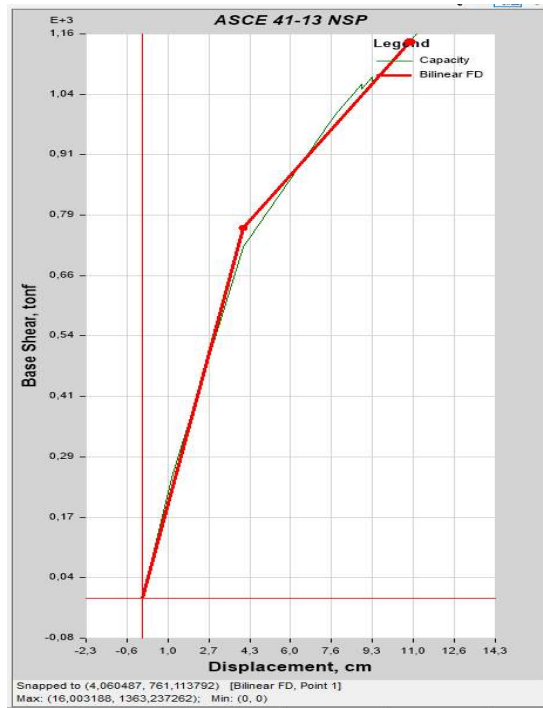
- **Análisis Bilineal en Sentido Y**

Capacidad de Cedencia: (Dy, Ay) (4.0605 cm; 761.1138 ton)

Capacidad Última: (Du, Au) (16.4271 cm; 1353.1012 ton)

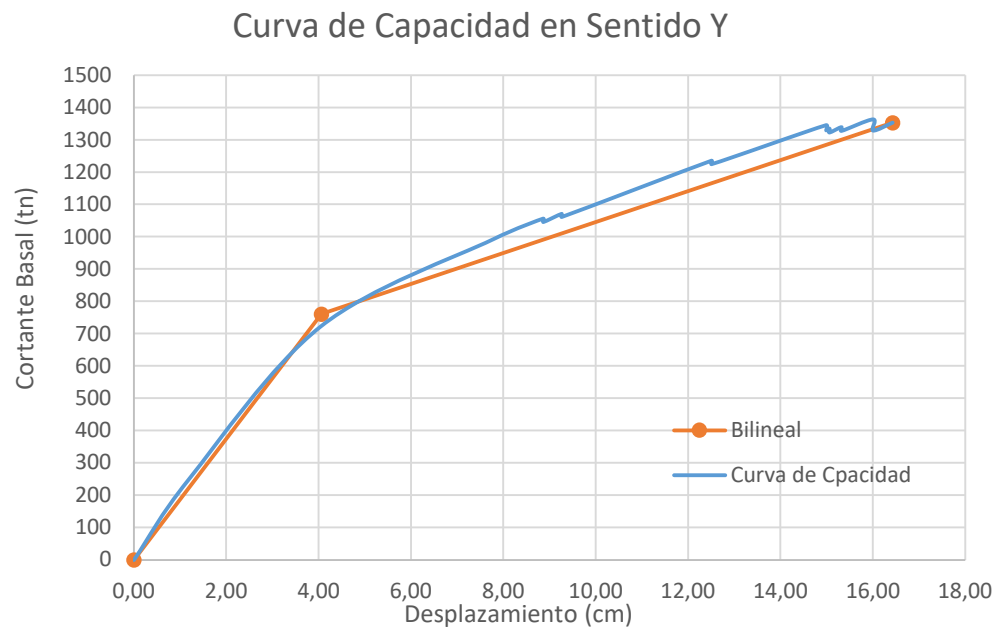
Valores obtenidos a través del software ETABS, como se observa en la ilustración siguiente:

Ilustración 71. Análisis Bilineal en el Sentido Y



Fuente: ETABS

Ilustración 72. Representación Bilineal en Sentido Y

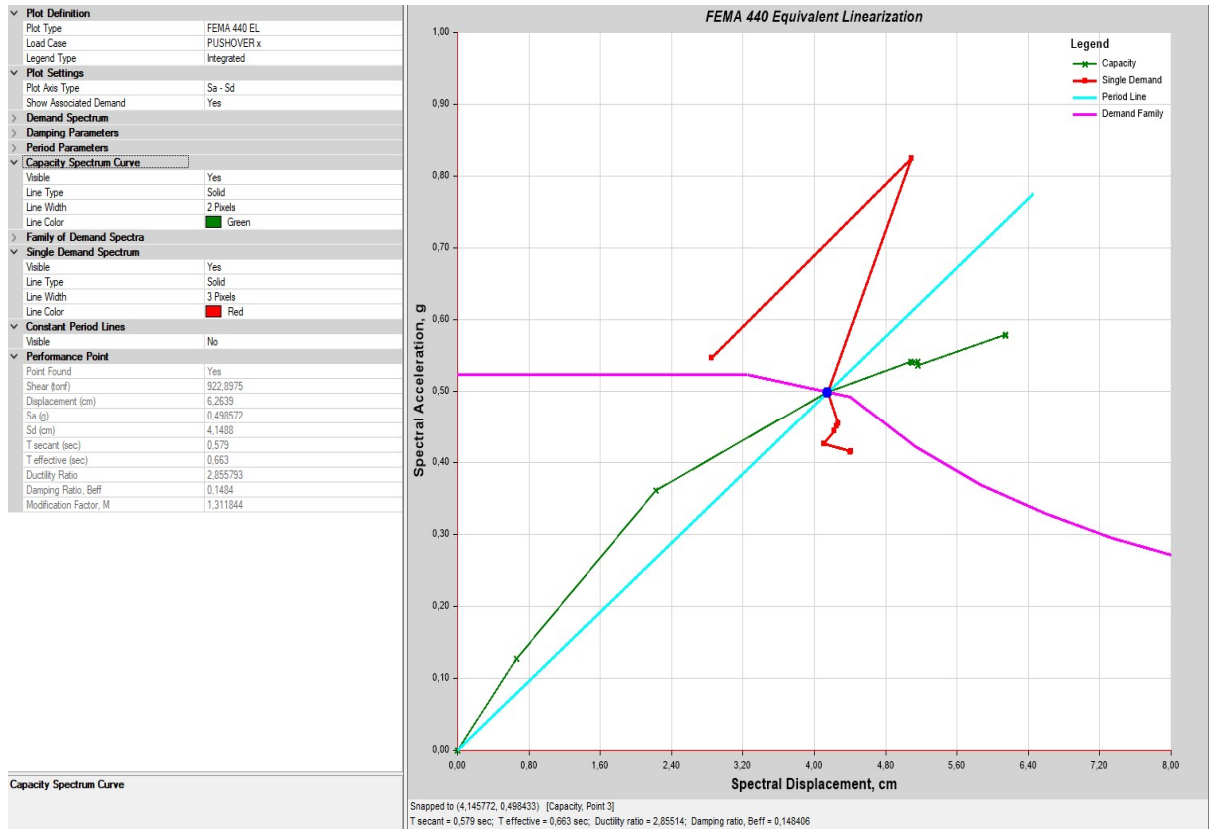


Fuente: Tesista Thalía Barreno

3.1.2.2.5.2. Punto de desempeño

El punto de desempeño de la estructura relaciona el desplazamiento y fuerza de corte para la demanda sísmica analizada (475 años), este valor se encontró por medio del software ETABS para las dos direcciones utilizando el método que menciona la FEMA 440 Linealización Equivalente.

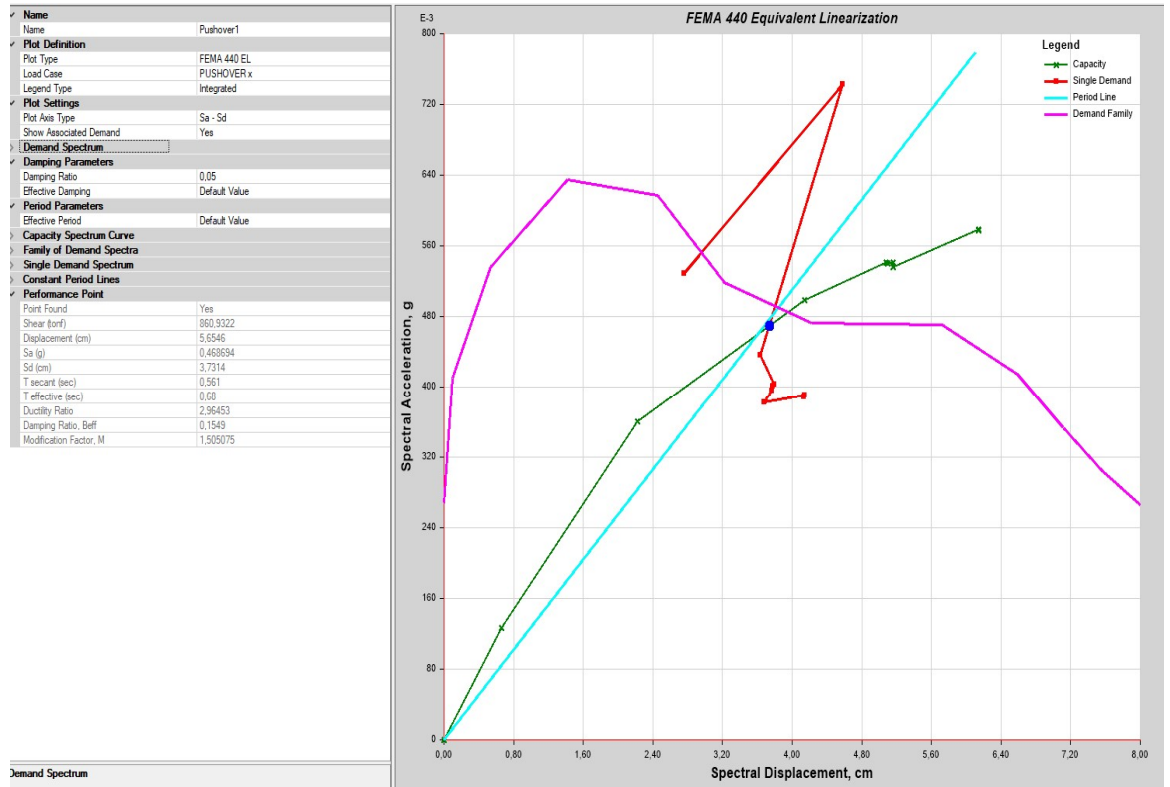
Ilustración 73. Punto de desempeño en el Sentido X con el Espectro NEC 2015



Fuente: ETABS

En la Ilustración 71, se puede observar que el punto de desempeño en la dirección X de la estructura con un sismo frecuente o raro (475 años) se obtuvo con una fuerza de corte de 922.8975 ton y un desplazamiento de 6.2639 cm.

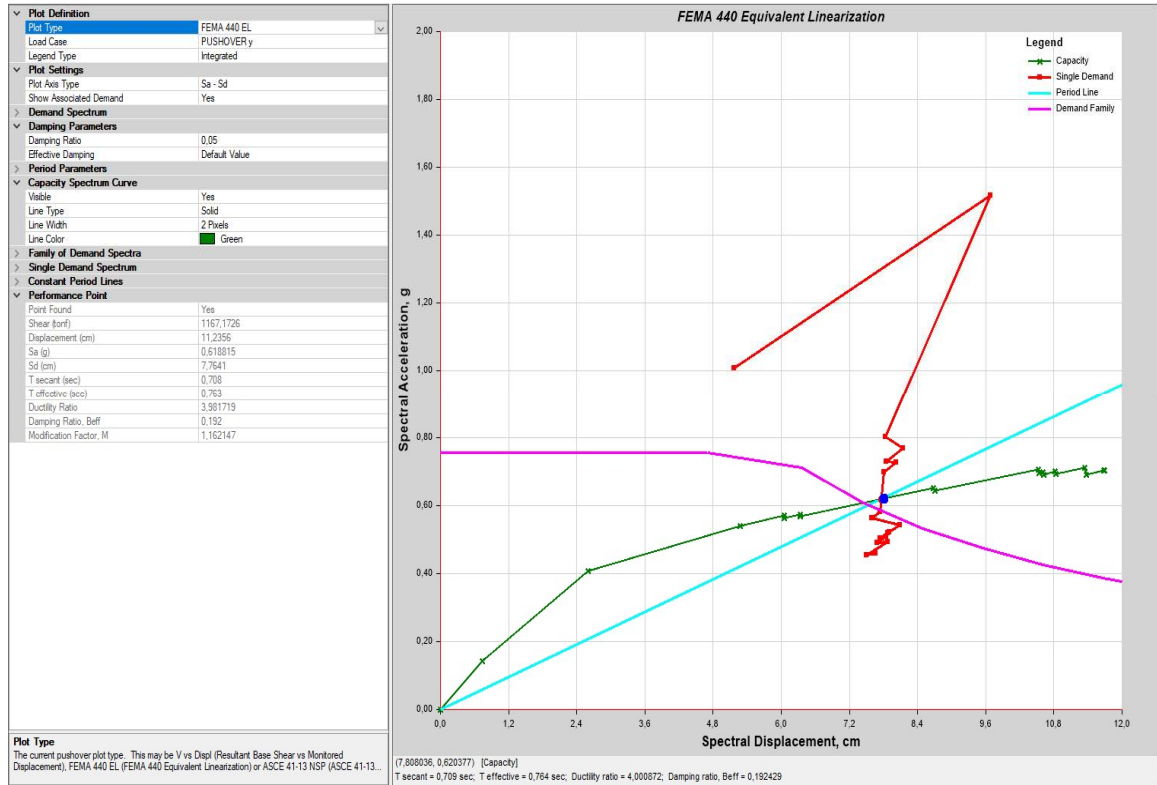
Tabla 77. Punto de desempeño en el Sentido X con el Espectro Determinista



Fuente: ETABS

En la Ilustración 76, se puede observar que el punto de desempeño en la dirección X de la estructura con un sismo frecuente o raro (475 años) se obtuvo con una fuerza de corte de 860.9322 ton y un desplazamiento de 5.6546 cm.

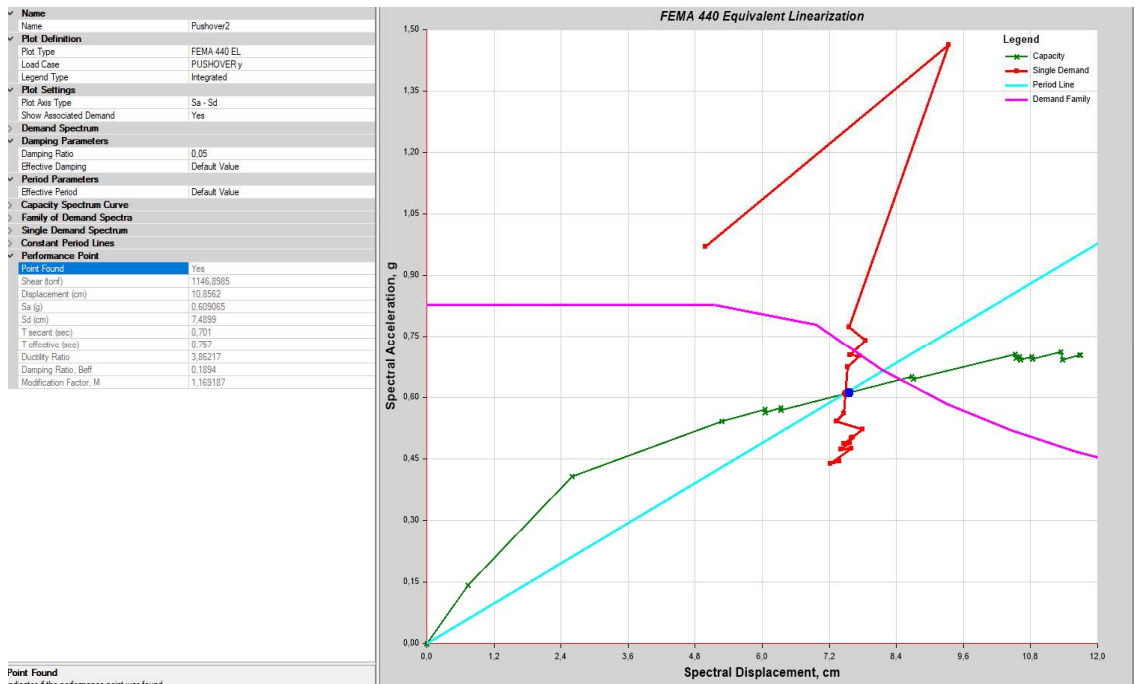
Ilustración 74. Punto de desempeño en el Sentido Y con el espectro NEC 2015



Fuente: ETABS

En la ilustración 72 se observa que el punto de desempeño en la dirección Y de la estructura con un sismo raro o frecuente de 475 años, se encuentra en la intersección entre una fuerza de corte de 1167.17 ton y un desplazamiento de 11.24 cm.

Tabla 78. Punto de desempeño en el Sentido Y con el espectro Determinista



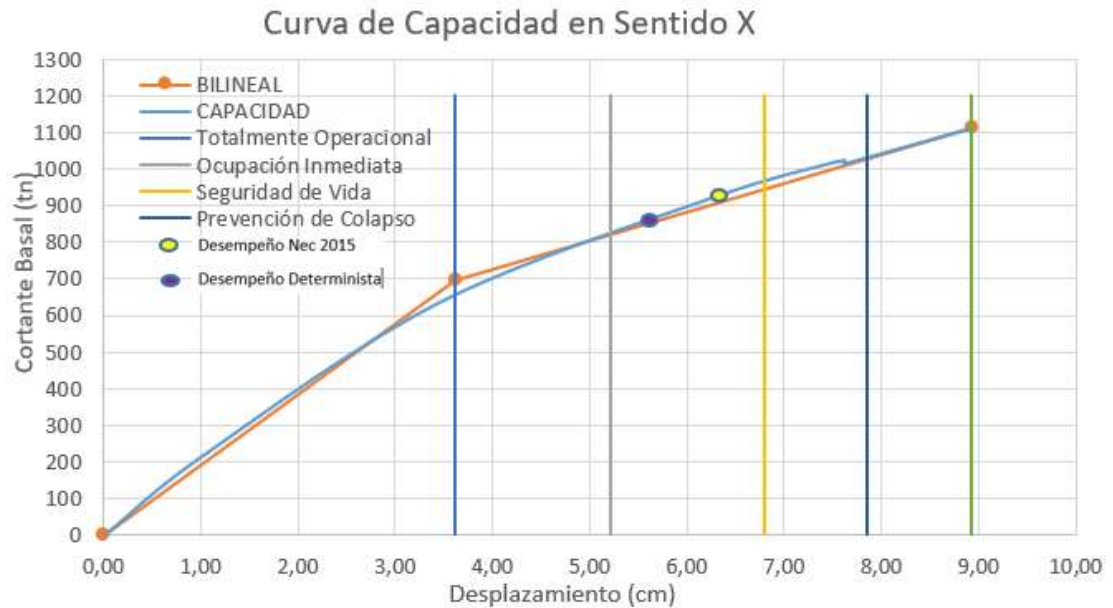
Fuente: ETABS

En la ilustración 77 se observa que el punto de desempeño en la dirección Y de la estructura con un sismo raro o frecuente de 475 años, se encuentra en la intersección entre una fuerza de corte de 1146.89 ton y un desplazamiento de 10.85 cm.

Valoración de desempeño sísmico

- Sentido X

Ilustración 75. Punto de Desempeño Sísmico en el sentido X para un sismo de diseño de 475 años

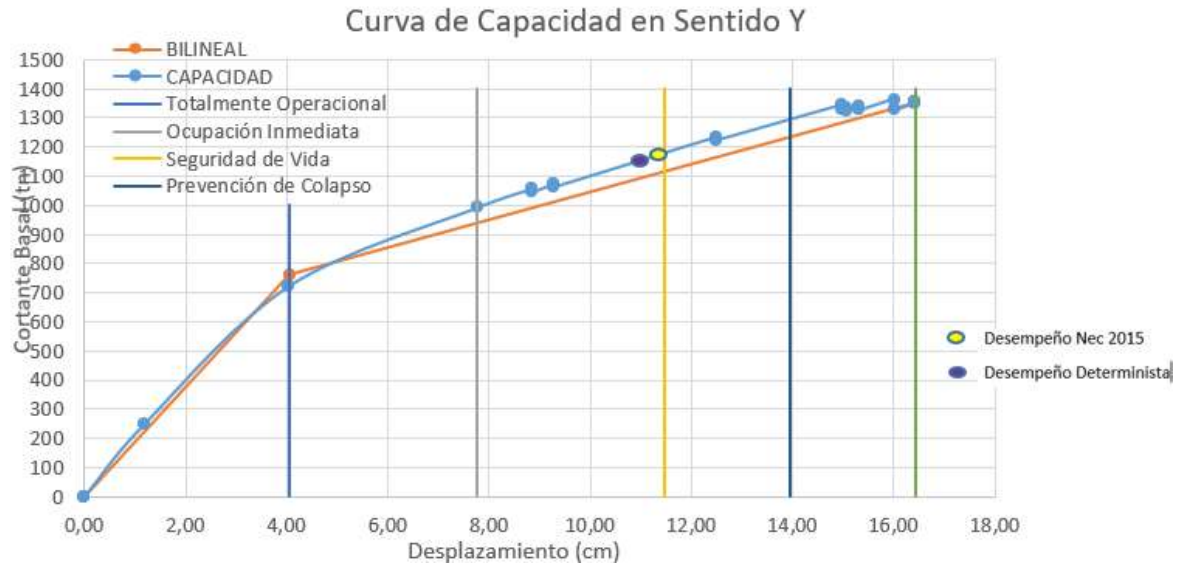


Fuente: Tesista Thalía Barreno

En la ilustración 73 se observa que para un sismo de diseño (475 años), el nivel de desempeño con el espectro según la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y DETERMINISTA se encuentran en Seguridad de Vida, con este resultado se puede verificar que la estructura cumple con el nivel de desempeño mínimo establecido por el Comité Visión 2000.

- Sentido Y

Ilustración 76. Punto de Desempeño Sísmico en el sentido X para un sismo de diseño de 475 años



Fuente: Tesista Thalía Barreno

En la ilustración 74 se observa que para un sismo de diseño (475 años) en el sentido Y, el nivel de con el espectro según la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y DETERMINISTA se encuentran en Seguridad de Vida, con este resultado se puede verificar que la estructura cumple con el nivel de desempeño mínimo establecido por el Comité Visión 2000.

3.1.2.3. Análisis por medio de la medición de vibraciones

Según el AISC Design Guide 11, las vibraciones de la estructura se medirán de forma teórica en base a las deflexiones de la losa para que por medio de fórmulas que se verán a continuación se transformarán esos datos en una aceleración (a_p/g) simulando las vibraciones causadas por la actividad humana para posteriormente comparar el resultado con el límite de tolerancia recomendada para pisos de edificios según la tabla 80. [62]

Para el cálculo respectivo se ocupan las siguientes ecuaciones:

$$- f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad \text{Ec. 43}$$

$$- \frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0.35 f_n}}{\beta W} \quad \text{Ec. 44}$$

$$- P_o = 0.83 R Q \quad \text{Ec. 45}$$

Donde:

f_n : Frecuencia natural fundamental (Hz)

Δ : Deflexión en medio del tramo (in)

g : gravedad (in/s²)

$\frac{a_p}{g}$: Aceleración a la vibración, expresada como relación de la gravedad (%)

P_o : Amplitud de la fuerza impulsadora (lb)

β : Relación de amortiguamiento, valor obtenido de:

Tabla 79. Valores recomendados de la Relación de Amortiguamiento

Componente	Relación de amortiguamiento β
Sistema Estructural	0.01
Oficinas, residencias, establecimientos educativos	0.02-0.05
Techos y ductos	0.01
Centros comerciales	0.02
Puentes peatonales	0.01

Fuente: Murray, Thomas; Allen, David; Ungar, Eric; Davis, Brad; Steel Design Guide 11: Vibrations of Steel - Framed Structural Systems Due to Human Activity 2016 (AISC)

W : Peso efectivo soportado por la losa (lb)

R : Factor de Reducción:

- 0.5 para estructuras de piso con configuraciones de formas modales bidireccionales y
- 0.7 para configuraciones de formas modales unidireccionales, como puentes peatonales.

Q: Peso corporal (lb) = 157 lb según lo recomendado por Allen y Murray - New Design Criterion for Walking Vibrations (1993) [62]

Tabla 80. Límites de tolerancia recomendados para pisos de estructuras

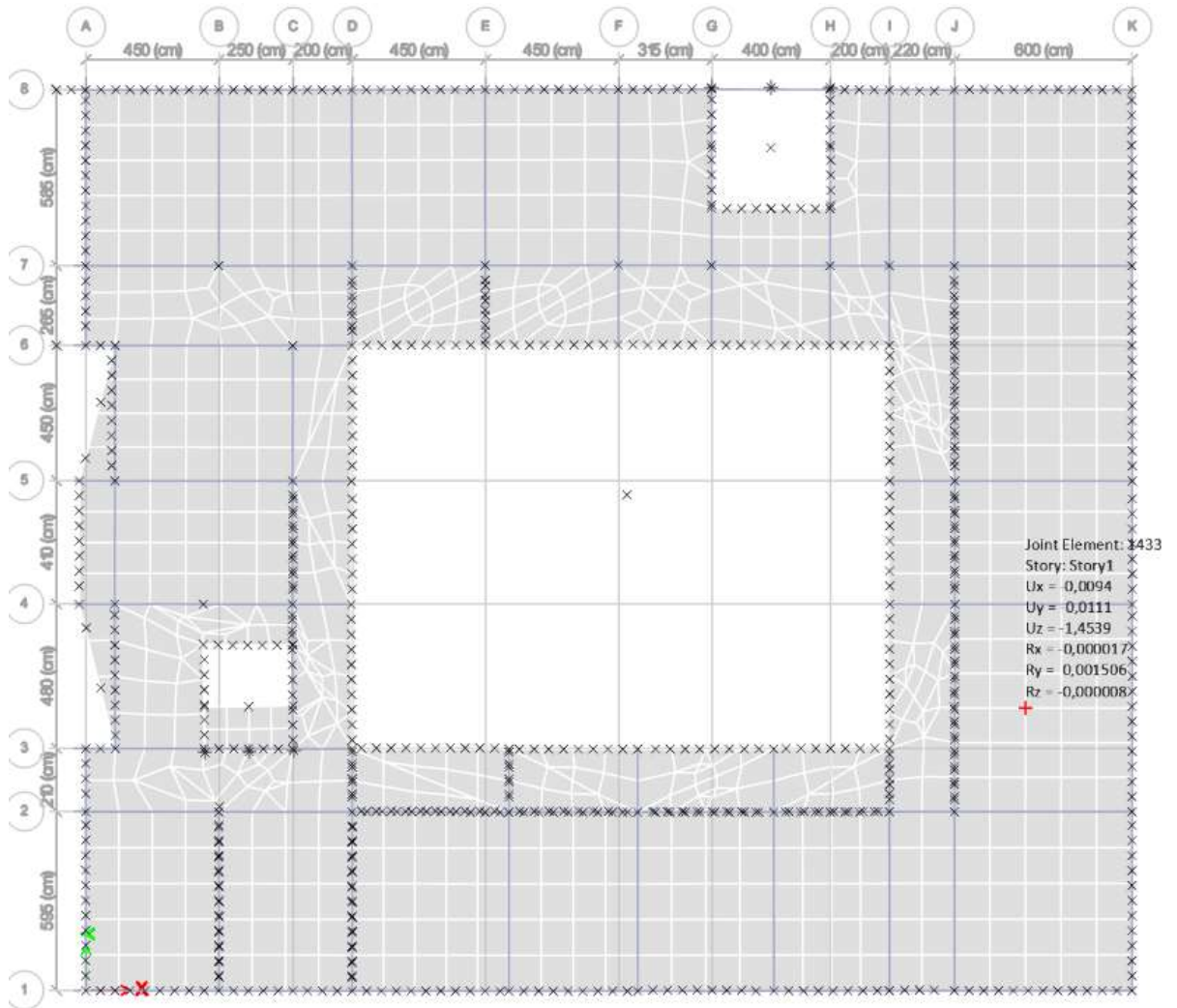
Ocupación	Límite de aceleración $\frac{a_p}{g}$
Oficinas, residencias, establecimientos educativos	0,5%
Centros comerciales	1,5%

Fuente: Murray, Thomas; Allen, David; Ungar, Eric; Davis, Brad; Steel Design Guide 11: Vibrations of Steel - Framed Structural Systems Due to Human Activity 2016 (AISC)

Máxima deflexión obtenida con el programa de Etabs de la estructura:

Mediante el uso del programa Etabs se obtuvo la deflexión máxima de la estructura en la losa con un valor de 1.45 cm, como se observa en la ilustración 77.

Ilustración 77. Deflexión máxima de la losa de la estructura



Fuente: ETABS

Aceleración a la vibración de la losa:

Tabla 81. Resultados de la aceleración de vibraciones de la losa con deflexión máxima

Deflexión (in)	Frecuencia natural (Hz)	Amplitud de fuerza impulsadora (lb)	Relación de amortiguamiento	de Aceleración de la vibración	Límite de la aceleración
0.5724	4.6756	65	0.03	0.39 %	0.5 %

Fuente: Tesista Thalía Barreno

Con los resultados obtenidos se puede verificar que la estructura cumple con el límite aceptable de aceleración de la vibración, obteniendo así una aceleración de 0.39% con la deflexión máxima de la losa de la estructura, concluyendo así que las vibraciones no presentan problemas para la edificación.

3.2.Verificación de hipótesis

Con el análisis realizado del edificio de la Facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial de la Universidad Técnica de Ambato del Campus Huachi, se obtuvo distintos grados de vulnerabilidad de la estructura dependiendo de la metodología empleada: en el método cualitativo con el uso de las matrices de inspección visual rápida de la FEMA, se identificó que la estructura debía ser analizada con más detalle y por un experto en diseño sismo-resistente, con la matriz de evaluación rápida de la NEC, se obtuvo un grado de vulnerabilidad alta, mientras que, con la evaluación de la secretaria nacional de riesgos se determinó un grado bajo. En el método cuantitativo con un análisis más completo se comprobó que la edificación tiene un grado de vulnerabilidad bajo ya que cumplía con el parámetro mínimo establecido por el comité Visión 2000 donde la estructura se encuentra en Seguridad de Vida. De esta manera cumple con la norma NEC 2015 ante la amenaza sísmica frecuente o de diseño (475 años).

CAPITULO IV

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- Con los ensayos realizados in situ se determinó que la estructura tiene una resistencia a compresión del hormigón de 240kg/cm^2 , con la ayuda del ensayo del Esclerométrico realizado en varios puntos de columnas, vigas y losas de la estructura. Además, con el ensayo de SPT según el número de golpes la edificación se encuentra en un suelo tipo D, según la norma NEC y según la norma SUCS se clasifica como un suelo tipo SM (Arenas limosas, mezclas de arena y limo). Además, se determinó una velocidad media de onda de corte de 238.23 m/s , según el número de golpes del ensayo SPT y la teoría de Imai y Tonouchi 1982.
- Las evaluaciones cualitativas visuales rápidas de la FEMA y NEC se obtuvieron puntajes de 1 y 1.4, concluyendo así que la edificación tiene un grado de vulnerabilidad alta, mientras que con la evaluación de la secretaria nación de gestión de riesgos se obtuvo un valor de 14.2, valor que entra en el intervalo de vulnerabilidad baja, por lo que se requiere de una evaluación más detallada para verificar el grado correspondiente de la estructura.
- El análisis lineal de la estructura demostró que la edificación cumple con los chequeos establecidos en la norma ecuatoriana de la construcción donde se identificó que el periodo de vibración se encontraba por debajo del límite con un valor de 0.496. En el chequeo de Torsión en planta de la estructura se evidenció que en su primero y segundo modo de vibración presenta un movimiento traslacional con valores de 17.86% y 3.82% respectivamente por debajo del 30% de la participación torsional que establece Medina y Placencia. Finalmente, con este análisis se evaluó las derivas de piso tanto

elásticas como inelásticas resultaron con valores menores al 2% establecido como límite máximo en la NEC, con un análisis estático se obtuvo un porcentaje de 1.82% y con un análisis dinámico un porcentaje de 1.47%, concluyendo así que la estructura esta estable y no presenta problemas torsionales ni de flexión, por lo que la estructura no necesita reforzamiento.

- Al comparar las derivas de piso resultantes con el espectro de la NEC y el espectro Determinista se concluyó que los valores se mantienen dentro de los límites establecidos por la norma ecuatoriana y con el mismo rango de demanda, con el cual se determinó que en el análisis dinámico tanto en el sentido X y Y las derivas de piso obtenidas con el espectro de la NEC son mayores que con los valores del espectro determinista, mientras que en el análisis estático estos valores son similares.
- Con el análisis estático no lineal se comprobó que la estructura cumple con los niveles de desempeño recomendados con el Comité Visión 2000, ya que la edificación tanto en sentido X y Y presenta un nivel de desempeño de seguridad de vida.
- Del análisis por medio de vibraciones de la estructura con el método establecido en la norma AISC guía 11, y la deflexión máxima de la losa (la más crítica) obtenida en el programa Etabs con un valor de 1.45 cm, se determinó una aceleración de la vibración ($\frac{a_o}{g}$) de 0.39% el cual es menor al límite establecido por la norma ya mencionada de 0.5%, concluyendo que con las vibraciones causadas por las personas que permanecen en la edificación, esta no presentará problemas.

4.2.Recomendaciones

- Se recomienda usar equipos de escaneo para la obtención real de datos de acero de refuerzo de la estructura y así alcanzar un análisis más efectivo de la estructura.
- Realizar una evaluación detallada con una ampliación de conocimientos en el campo sísmico y computacional.
- Se recomienda para la determinación del grado de vulnerabilidad sísmica de una edificación, usar métodos cuantitativos que nos ayudan a determinar un valor más real y exacto en que se encuentra la estructura.
- Para la determinación del grado de vulnerabilidad es recomendable investigar y usar más métodos cuantitativos para la realización de este tipo de estudio.
- Realizar medición de vibraciones con métodos prácticos que ayuden a valorar la estructura en tiempo real y comprobar con los valores teóricos que nos brinda la norma AISC guía 11.
- Fomentar a la realización de este tipo de estudio de estructuras en la ciudad, ya que, la mayor parte de estas no se construyeron basados en normas para así prevenir el colapso de edificaciones o muerte de personas en caso de sismos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] B. Chávez, «EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS,» *Escuela Politécnica Nacional*, p. 1, 2016.
- [2] J. Espinoza, «ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA,» *Universidad de Guayaquil*, p. 8, 2016.
- [3] Federal Emergency Management Agency, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Washington: FEMA 154, 2015.
- [4] X. Goula, J. Valcárcel, L. Pujades, A. Barbat, J. Susagna, J. Irizarry, N. Lantada, S. Hermosilla, M. Font y N. Gasulla, «CONTRIBUCIÓN A LOS ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO,» *Granada*, p. 2, 2011.
- [5] N. Agüera y M. Tornello, «VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR. ALTERNATIVAS PARA MEJORAR SU SEGURIDAD ESTRUCTURAL. UN CASO DE ESTUDIO,» *Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Mendoza*, p. 5.
- [6] H. Tsicher, J. Marulanda y P. Thomson, «Efecto del reforzamiento sismo-resistente sobre el comportamiento dinámico de una edificación afectada por el sismo de Pizarro,» *Ingeniería y Competitividad*, vol. 8, n° 2, p. 102, 2006.
- [7] J. Villamarín y E. Yáñez, *REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS, REGULARES EN PLANTA Y REGULARES EN ELEVACIÓN.*, Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército, 2010.
- [8] E. Rondón y G. Chio Cho, «Estimación de las funciones de vulnerabilidad sísmica en edificaciones en tierra,» *Ingeniería y Desarrollo*, p. 182, 2009.
- [9] S. Melone, «Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales,» *UPC*, p. 39, 2003.

- [10] «Wordpress,» 11 Marzo 2012. [En línea]. Available:
<https://seismic06g.wordpress.com/2012/11/03/acelerogramas1/>.
- [11] NEC, CARGAS SÍSMICAS - NEC SE DS, 2015.
- [12] O. García, A. Ayala, R. Reyes y C. Álvarez, *MODELO ESTRUCTURAL Y MEDICIÓN DE VIBRACIONES DINÁMICAS DEL PUENTE “FERNANDO ESPINOSA”*, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., 2002.
- [13] Ministeria de desarrollo Urbano y vivienda, Guía Práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, Quito, 2016.
- [14] L. Jiménez, «ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE,» *ESPE*, p. 18, 2017.
- [15] A. Barbat, «EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y DEL RIESGO SÍSMICO EN ZONAS URBANAS. APLICACIÓN A BARCELONA,» de *Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica*, Barcelona, 2004.
- [16] J. Estacio, F. Yopez, M. F. García, G. Rodríguez, D. Vallejo, P. Hernández, G. Ruiz y N. Narváez, PROPUESTA METODOLÓGICA Análisis de Vulnerabilidades a nivel Municipal, Quito: AH/editorial, 2012.
- [17] G. Montalvo, *ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI.*, Ambato: UTA, 2019.
- [18] NEC, *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Riesgo Sísmico, Evaluación, rehabilitación de estructuras*, Quito, 2015.
- [19] N. Guevera, S. Osorio y E. Vargas, *EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y*

ARQUITECTURA, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), El Salvador: Universidad de El Salvador, 2006.

- [20] C. Ramírez , *ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO*, Caracas: Universidad Católica Andrés Bello, 2013.
- [21] C. Duarte, M. Martínez y J. Santamaría, *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR*, El Salvador: Universidad El Salvador, 2017.
- [22] E. Morales, *DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL EN BASE A LA CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS DENOMINADO CIURANA UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA*, Ambato: UTA-FICM, 2017.
- [23] J. C. Freire, *CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA POR EL MÉTODO DE FIBRAS PARA SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO Y PERFILES DE ACERO EMPLEANDO UN SOFTWARE DE PROGRAMACIÓN ESPECIALIZADO*, Amabto: UTA - FICM, 2017.
- [24] J. Mander, M. Priestley y R. Park, *THEORITICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE*, Journal of Structural Engineering. ASCE, 1988.
- [25] C. Slebi y D. Vargas, *ANÁLISIS Y APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL EN COLUMNAS REFORZADAS CON DISIPACIÓN ESPECIAL DE ENERGÍA*, Bucaramanga : Universidad Pontificia Bolivariana, 2014.
- [26] J. C. Chunque, *NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO "A" DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE- SEDE CAJAMARCA*, Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, 2013.

- [27] D. Galarza, *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA)*, Ambato: UTA - FICM, 2019.
- [28] Federal Emergency Management Agency, *Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington D.C: FEMA 356, 2000.
- [29] American Society of Civil Engineers, *CHAPTER 10 CONCRETE*, Washington: ASCE 41-13.
- [30] M. Priestley, G. Calvi y M. Kowalsky, *DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF STRUCTURES*, Pavia-Italia: Fondazione EUCENTRE, 2007.
- [31] T. Paulay y M. Priestley, *SEISMIC DESIGN OF CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS*, Nueva York USA: John Wiley & Sons Inc, 1992.
- [32] G. Borja, *ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS APORTICADOS EN EL PLANO, CONSEDERANDO PLASTIFICACIÓN CONCENTRADA*, Quito: Escuela Politécnica Nacional, 2017.
- [33] C. Medina, “*ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO*”, Ambato: UTA-FICM, 2012.
- [34] L. Alemán y L. Naranjo, *DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABS*, Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército, 2011.
- [35] B. Yugcha, *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO PARA UNA CONSTRUCCIÓN INFORMAL MEDIANTE EL MÉTODO PUSHOVER, SECTOR*

LA FORESTAL, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA., Quito:
Universidad Central del Ecuador, 2018.

- [36] M. A. Sánchez, *DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL DE CONCRETO REFORZADO*, Monterrey: Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey Campus Monterrey, 2010.
- [37] FEMA 440, *IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES*, Washington DC: FEMA 440, 2005.
- [38] ACT 40, *SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS*, Redwood, 1996.
- [39] K. Freire , *ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELLANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO*, Ambato: Universidad Técnica de Ambato FICM, 2018.
- [40] F. Navarro y D. Ureña, *Mediciones y análisis de vibraciones en el puente Virilla, ruta nacional N° 1*, Costa Rica: Tecnología en Marcha, 2014.
- [41] A. Montie, *VIBRACIONES EN SISTEMAS DE PISO MEDIANTE LOS CRITERIOS DE AISC/CISC Y DEL SCI*, México: Instituto Politécnico Nacional, 2007.
- [42] A. Suso y J. Pérez, *¿CÓMO EVALUAR LAS VIBRACIONES MO EVALUAR LAS VIBRACIONES*, Madrid: Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo, 2011.
- [43] A. 360-10, *EVALUACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA*, American Institute of Steel Construction, 2010.

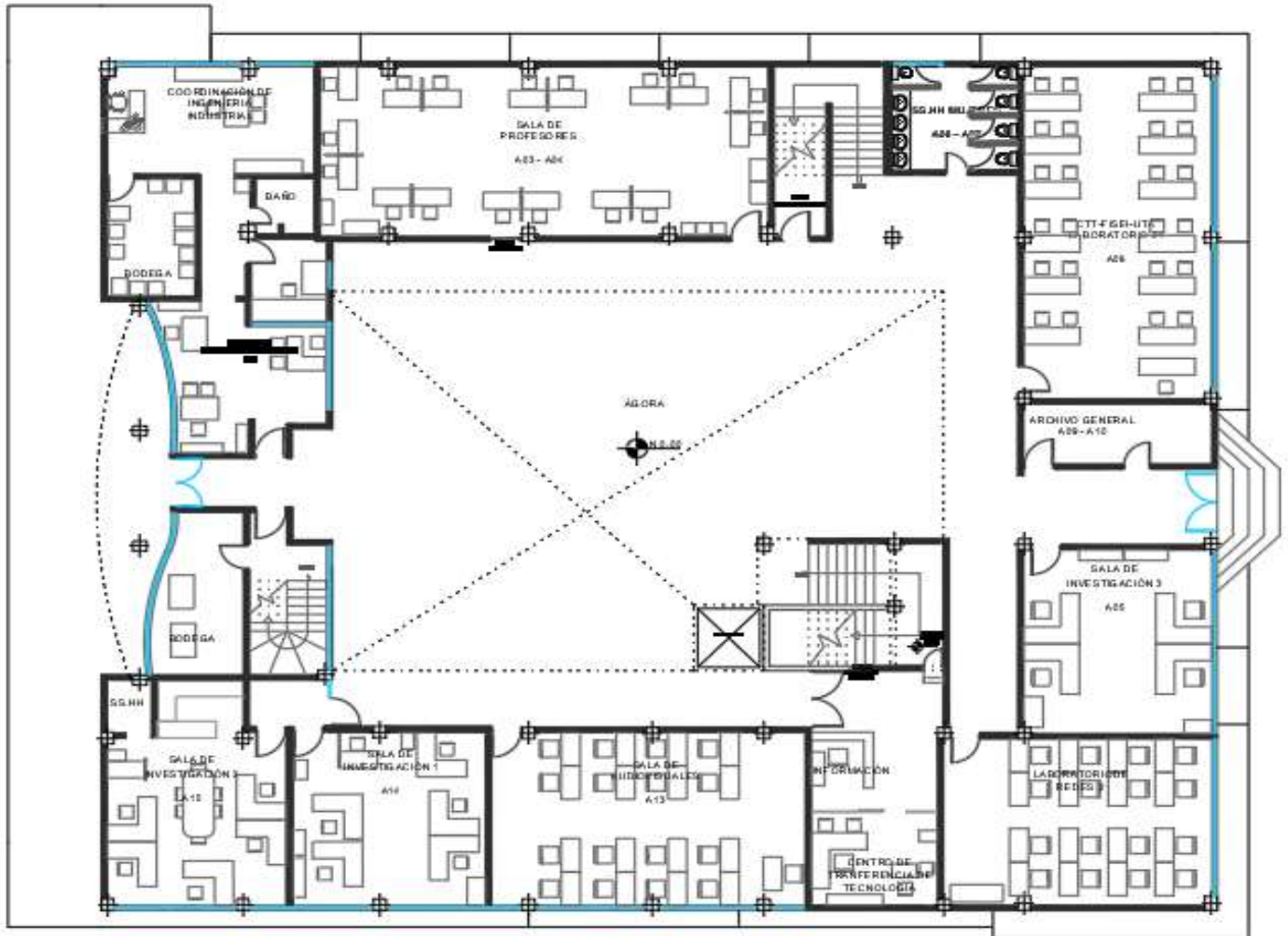
- [44] Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala , *Ensayos no destructivos para evaluación de la resistencia del concreto endurecido*, Guatemala: ICCG, 2018.
- [45] J. Sucasaca, *NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE CINCO NIVELES APLICADO A LA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO*, Juliaca - Perú: Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez", 2016.
- [46] J. Bariola, G. Icochea, R. Morales , C. Casagrande , A. Blanco y Rivera J, *EVALUACIÓN Y REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS*, Lima: A. Gómez, 1998.
- [47] J. Loaiza, *ESTUDIO DE LOS MÉTODOS DE REHABILITACIÓN USADOS EN EDIFICIOS AFECTADOS POR EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 EN EL ECUADOR*, Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, 2018.
- [48] L. Aguilar, *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL MEDIANTE EL FEMA 154 DEL NEC Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE LA INSTITUCIÓN HONRAR LA VIDA DEL D.M.Q.*, Quito: Universidad Central del Ecuador, 2015.
- [49] N. Rudeli y A. Santilli, *Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón*, Montevideo, Uruguay: Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Montevideo, 2016.
- [50] NTE INEN 3121, *HORMIGÓN ENDURECIDO. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTE. MÉTODO DE ENSAYO*, Quito - Ecuador: Servicio Ecuatoriano de Normalización, 2016.
- [51] L. Pérez, *Mecánica de Suelos II*, Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
- [52] Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres, *Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica*, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 1192.

- [53] J. Jiménez y Otros, *Geotecnia y Cimientos I Propiedades de los Suelos y de las Rocas*, 1980 .
- [54] C. Crespo Villalaz, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Monterrey: Limusa, 2004.
- [55] A. Leoni, *Capítulo 7 - Parámetros del Suelo*, 2010.
- [56] A. Ordoñez, J. Lermos, J. Ordoñez, J. Martínez y J. Angulo, *Correlación entre el número de golpes (N) del ensayo de penetración estándar y la velocidad de onda de corte (Vs) para arcillas de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas*, Cancún: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C., 2012.
- [57] Norma ASTM , ASRM D423 Límite Líquido - Límite Plástico.
- [58] F. Morán y P. Jiménez, *Hormigón Armado 14th edición basada en la EHE*, Barcelona: Gustavo Gilia, S.A., 2001.
- [59] NEC Norma Ecuatorina de la Construcción, *Peligro Sísmico*, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.
- [60] C. Medina y P. Placencia, *Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador*, Quito: Revista Politécnica, 2017.
- [61] J. Quinde y W. Rea, *EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON DEFICIENCIAS DE DISEÑO, MEDIANTE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440.*, Cuenca: Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería, 2018.
- [62] T. Murray, D. Allen, E. Ungar y B. Davis, *Steel Design Guide 11 - Vibrations of Steel - Framed Structural Systems Due to Human Activity*, USA: AISC , 2016.

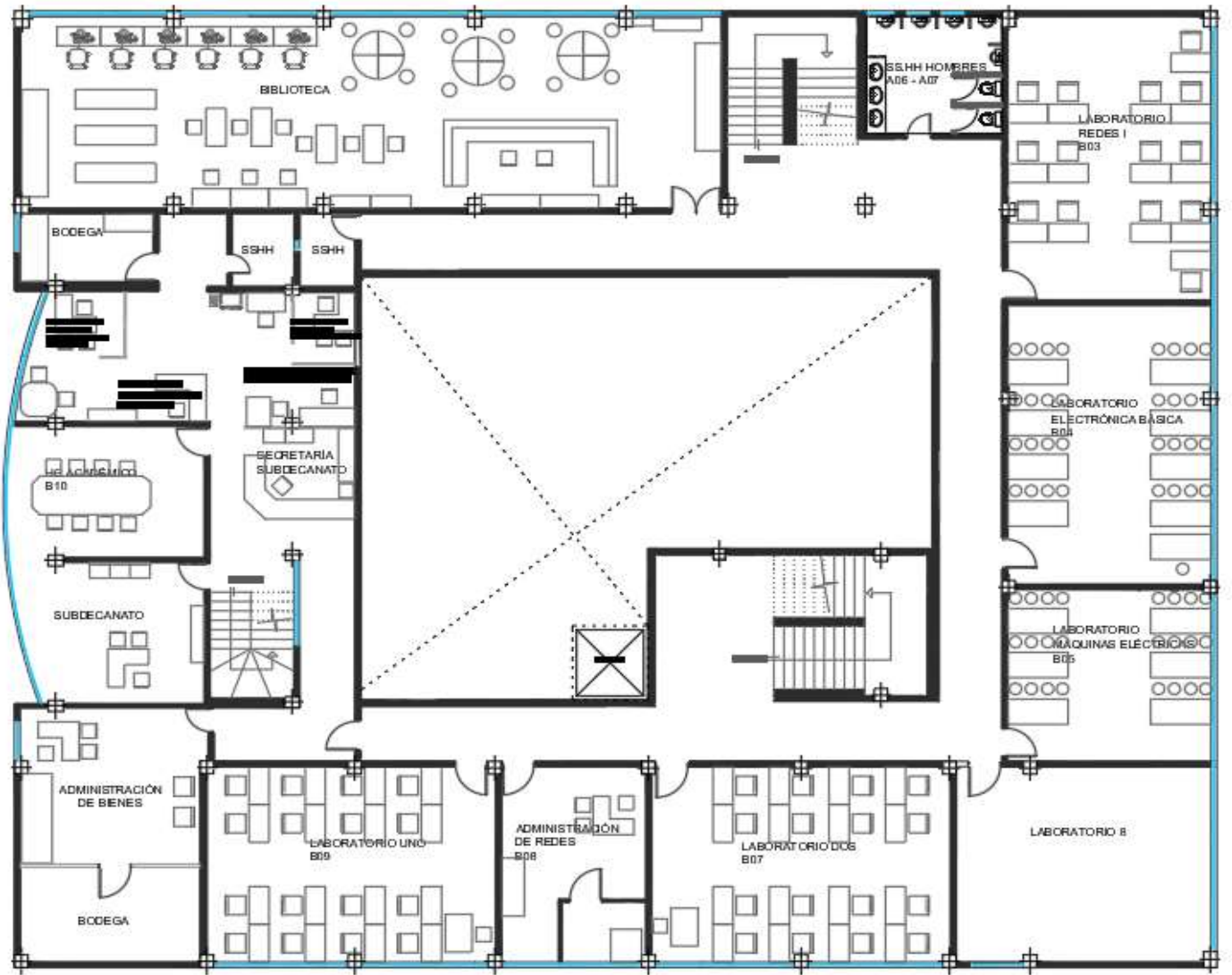
- [63] P. Tapia, *LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS CIUDADES Y EL PLANEAMIENTO URBANO*, Chile: UTC.
- [64] F. E. M. Agency., *Rapid Visual Screening*, Washington: Fema 154, 2015.
- [65] A. Águila, *Condiciones Físico Ambientales - Vibraciones*, 2010.
- [66] H. Romero y O. Quiroga, *OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA EN MUROS DE CONCRETO REFORZADO*, Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana, 2015.
- [67] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Peligro Sísmico*, Quito: MIDUVI, 2014.

ANEXOS

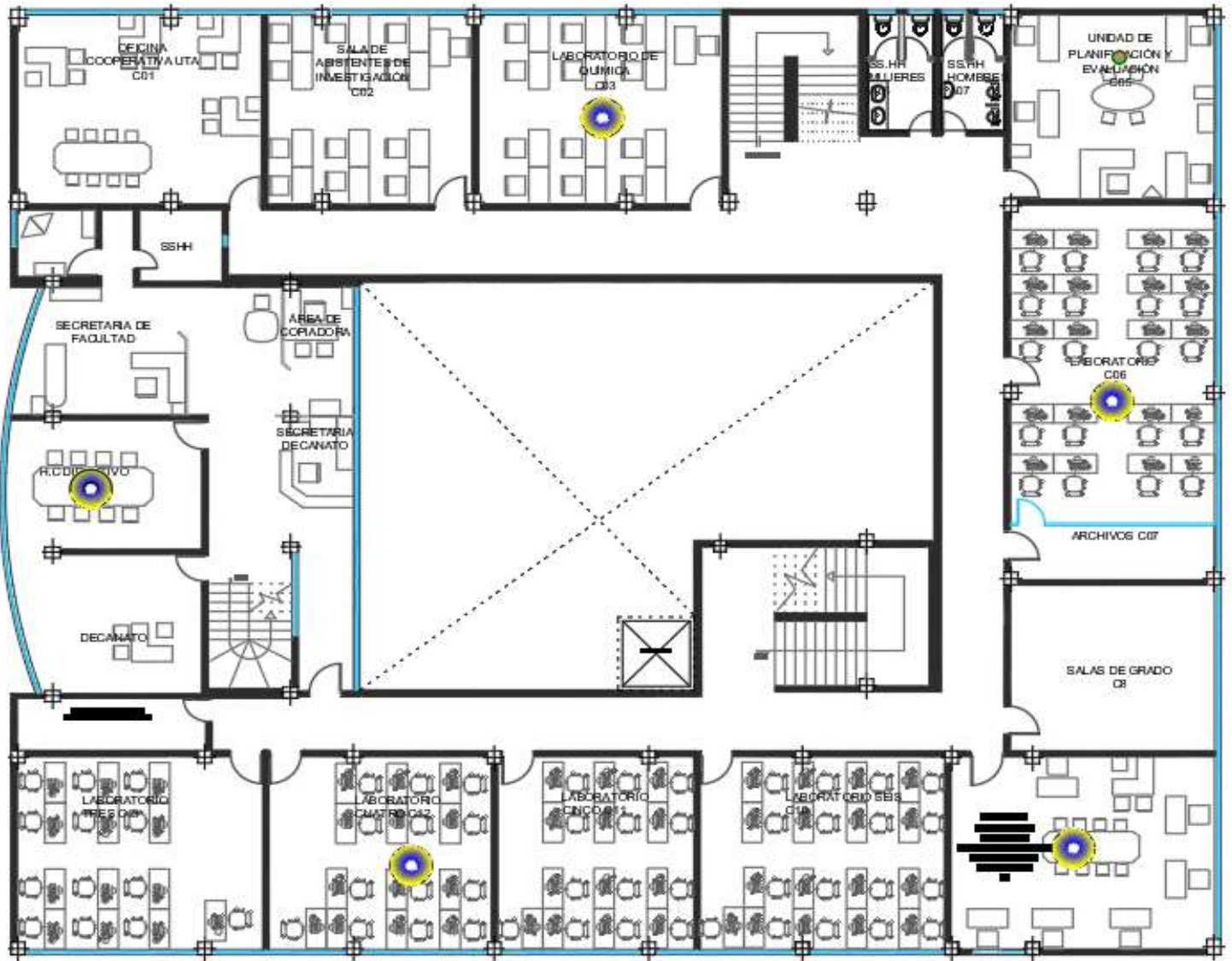
1. Planos arquitectónicos Planta Baja



Segundo Piso



Tercer Piso



2. Fotografías

- Evaluación rápida visual y verificación de datos de planos



- Ensayo Esclerométrico



- Ensayo SPT



- Recolección de muestras del ensayo SPT





- **Ensayo de laboratorio**



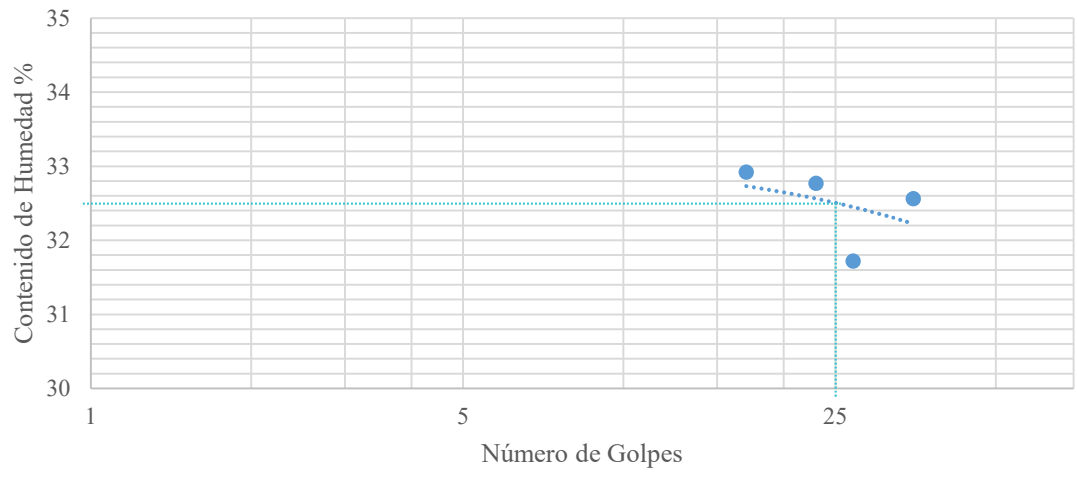
3. Tablas y Diagramas de ensayos

3.1. Límite Líquido



- Muestras -2 metros

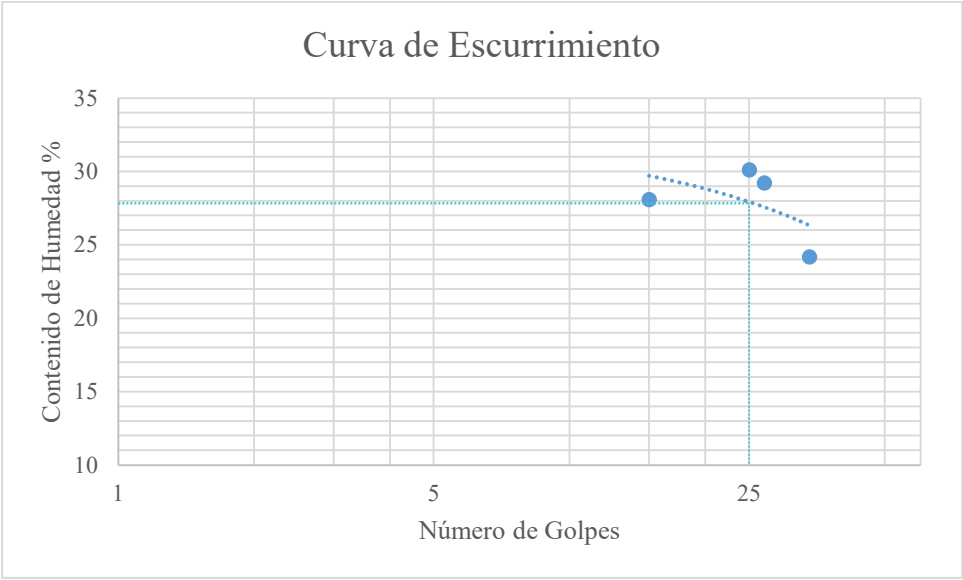
 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL 								
ENSAYO: “LÍMITE LÍQUIDO”								
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL								
NORMA: ASTM D-424-71								
Límite Líquido (Muestra -2 m)								
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Recipiente N°	60	12	11	42	01	10	16	40
Peso del recipiente (gr) Wr	10.9	11.0	11.5	11.8	10.7	10.6	11.1	11.1
Peso de La muestra húmeda + rec (gr) Wm+Wr	16.2	14.2	22.7	22.8	17.7	19.7	18	16
Peso de La muestra seca + rec (gr) Ws+Wr	14.9	13.4	19.9	20.12	16.1	17.4	16.3	14.8
Peso del agua (gr) Ww	1.3	0.8	2.8	2.68	1.6	2.3	1.7	1.2
Peso de la muestra seca (gr) Ws	4	2.4	8.4	8.32	5.4	6.8	5.2	3.7
Contenido de humedad (w%)	32.5	33.33	33.33	32.21	29.63	33.82	32.69	32.43
W% promedio	32.92		32.77		31.72		32.56	
Número de Golpes	17		23		27		35	
Rango de golpes	11-13		21-24		27-27		36-39	

Curva de Escurrimiento





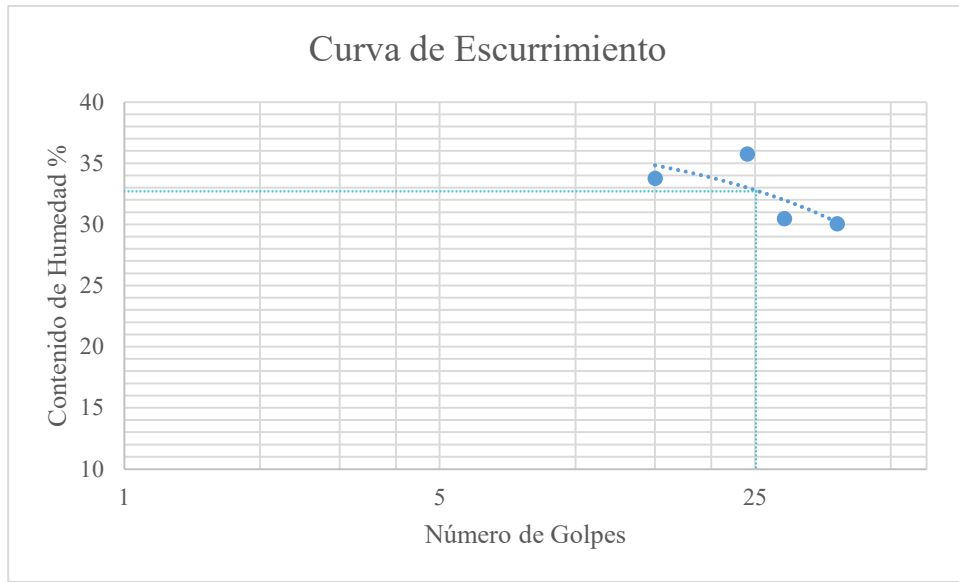
- Muestras -2.5 metros

		UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL								
		ENSAYO: “LÍMITE LÍQUIDO”								
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL NORMA: ASTM D-424-71										
Límite Líquido (Muestra -2.5 m)										
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8		
Recipiente N°	P2	P4	791	792	78	04	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	2.5	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	31.65	28.57	29.25	29.16	23.88	24.46		
W% promedio	28.08		30.11		29.21		24.17			
Número de Golpes	15		25		27		34			
Rango de golpes	11-13		21-24		27-27		36-39			

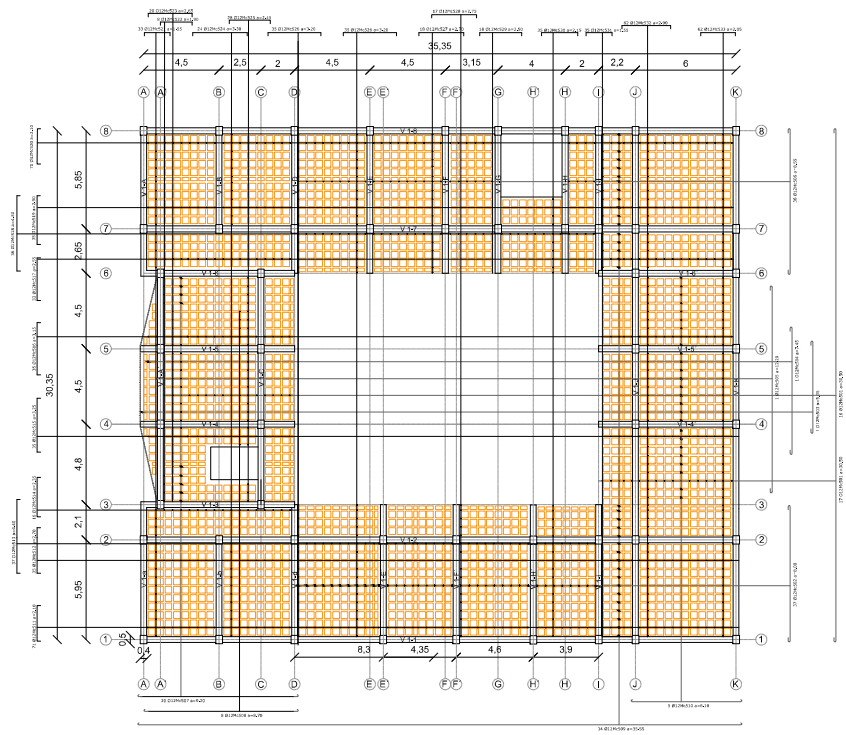


- **Muestras -3 metros**

		UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL								
		ENSAYO: “LÍMITE LÍQUIDO”								
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL										
NORMA: ASTM D-424-71										
Límite Líquido (Muestra -3 m)										
Muestra N°	1	2	3	4	5	6	7	8		
Recipiente N°	8	28	3A	3B	20	35	03	05		
Peso del recipiente (gr) Wr	11.4	11.2	10.8	10.8	6.0	6.1	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) Ws+Wr	15.9	15	13.7	13.5	8.9	7.9	15.4	16.2		
Peso del agua (gr) Ww	1.5	1.3	1	1	0.8	0.6	1.4	1.7		
Peso de la muestra seca (gr) Ws	4.5	3.8	2.9	2.7	2.9	1.8	4.8	5.5		
Contenido de humedad (w%)	33.33	34.21	34.48	37.04	27.59	33.33	29.17	30.91		
W% promedio	33.77		35.76		30.46		30.04			
Número de Golpes	15		24		29		38			
Rango de golpes	11-13		21-24		27-27		36-39			

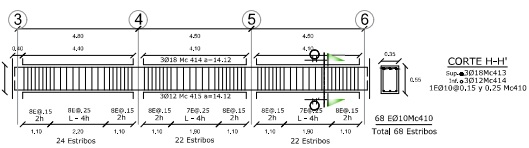


4. Planos Estructurales

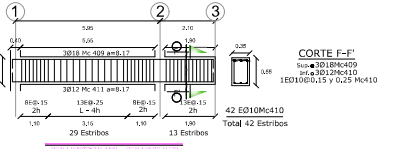


PLANTA + 3.00 m
ESCALA 1:150

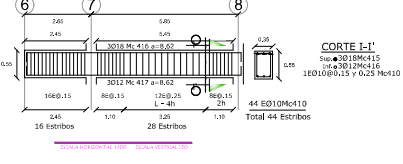
Nivel N +3.00
Eje A'-C
V 1-A'
V 1-C



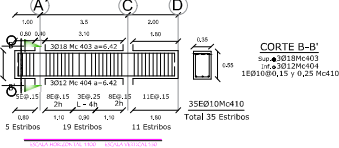
Nivel N +3.00
Eje A-D-E'-F'-H'-I
V 1-a
V 1-d
V 1-E'
V 1-F'
V 1-H'
V 1-i



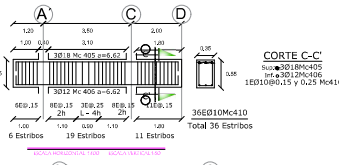
Nivel N +3.00
Eje A-D-E-F-G-H-I



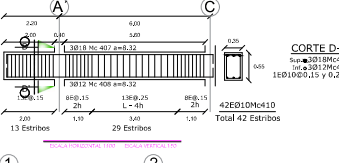
Nivel N +3.00
Eje 3-6
V 1-3
V 1-6



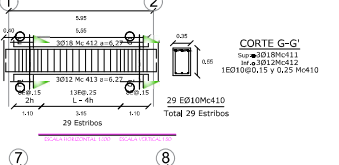
Nivel N +3.00
Eje 4-5
V 1-4
V 1-5



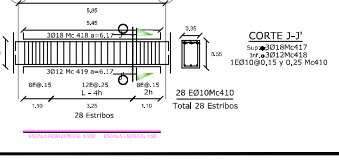
Nivel N +3.00
Eje 4-5-6
V 1-4
V 1-5
V 1-6



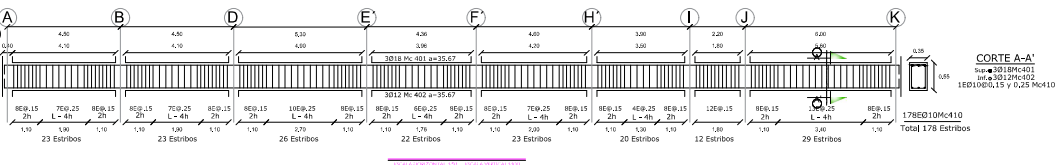
Nivel N +3.00
Eje B
V 1-b
V 1-b



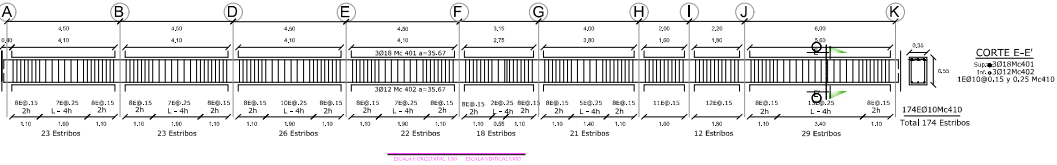
Nivel N +3.00
Eje B
V 1-B
V 1-B



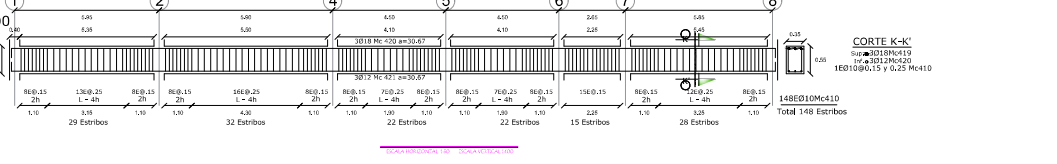
Nv N +3.00
Eje 1-2
V 1-1
V 1-2



Nv N +3.00
Eje 7-8
V 1-7
V 1-8

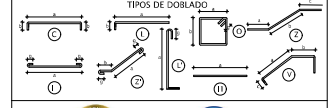


Nv N +3.00
Eje J - K
V 1-J
V 1-K



PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

TIPO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	ESPECIFICACION
1	ACERO 3018 Mc 414	kg	12000	3018 Mc 414
2	ACERO 3018 Mc 404	kg	8000	3018 Mc 404
3	ACERO 3018 Mc 419	kg	5000	3018 Mc 419
4	ESTRIBOS E010 Mc 410	kg	15000	E010 Mc 410
5	ACERO 3018 Mc 411	kg	3000	3018 Mc 411
6	ACERO 3018 Mc 417	kg	2000	3018 Mc 417
7	ACERO 3018 Mc 419	kg	1000	3018 Mc 419
8	ACERO 3018 Mc 415	kg	1500	3018 Mc 415
9	ACERO 3018 Mc 416	kg	1000	3018 Mc 416
10	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
11	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
12	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
13	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
14	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
15	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
16	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
17	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
18	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
19	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
20	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
21	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
22	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
23	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
24	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
25	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
26	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
27	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
28	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
29	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
30	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
31	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
32	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
33	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
34	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
35	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
36	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
37	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
38	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
39	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
40	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
41	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
42	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
43	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
44	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
45	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
46	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
47	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
48	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
49	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
50	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
51	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
52	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
53	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
54	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
55	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
56	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
57	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
58	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
59	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
60	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
61	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
62	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
63	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
64	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
65	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
66	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
67	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
68	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
69	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
70	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
71	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
72	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
73	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
74	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
75	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
76	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
77	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
78	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
79	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
80	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
81	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
82	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
83	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
84	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
85	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
86	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
87	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
88	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
89	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
90	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
91	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
92	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
93	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
94	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
95	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
96	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
97	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418
98	ACERO 3018 Mc 415	kg	500	3018 Mc 415
99	ACERO 3018 Mc 416	kg	500	3018 Mc 416
100	ACERO 3018 Mc 418	kg	500	3018 Mc 418



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:
Análisis de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

CONTIENE:
Losa y vigas +3.00 m y +6.00 m

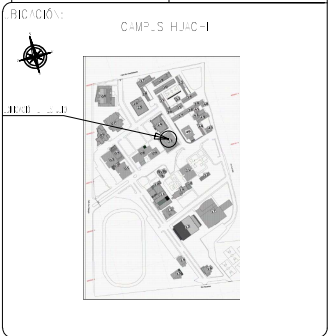
Elaborado por:
Thalia Barreno

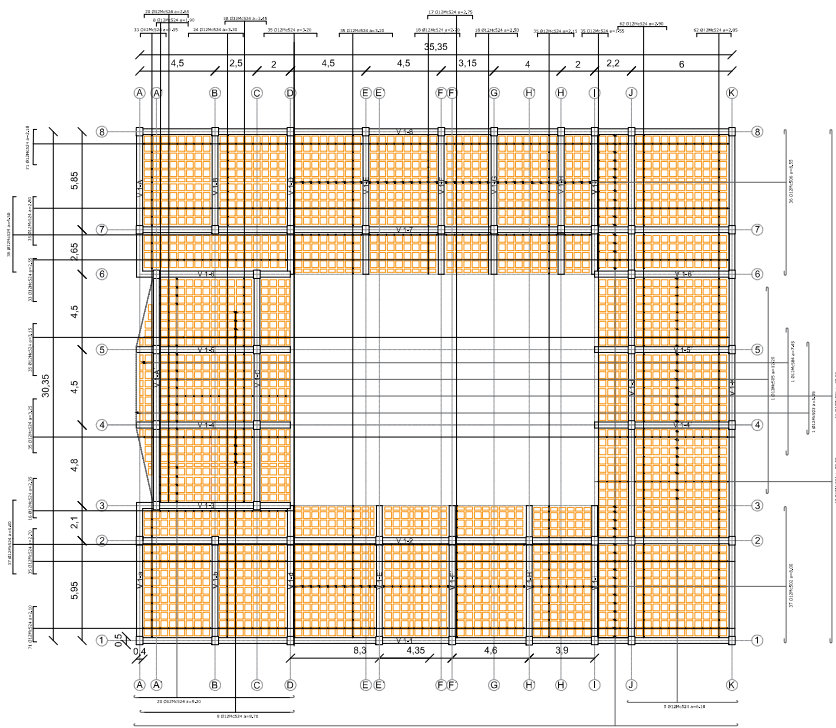
Aprobó:
Ing. Jorge Cevallos

OBSERVACIONES:

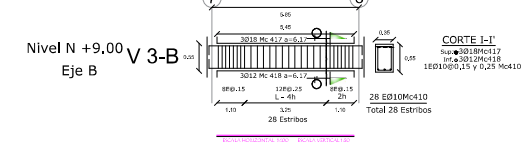
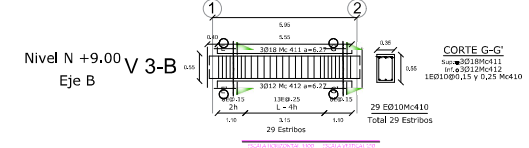
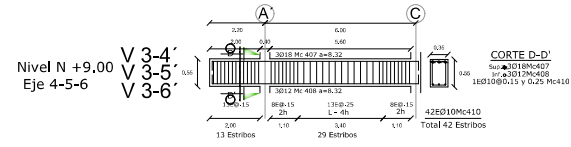
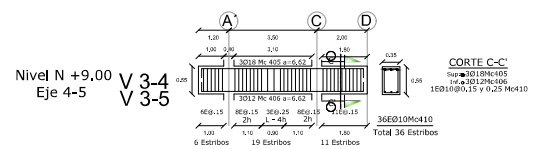
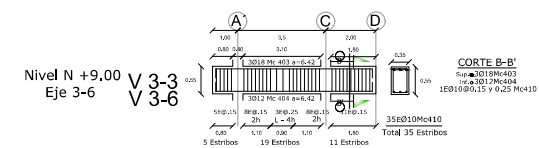
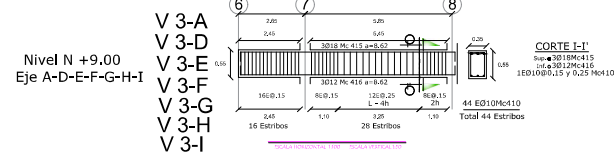
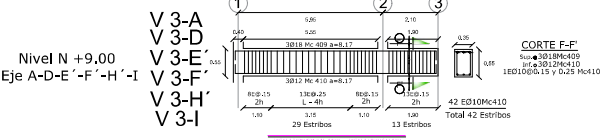
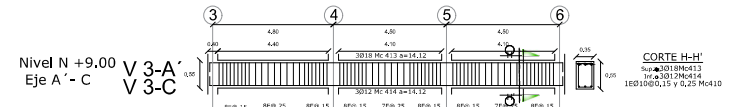
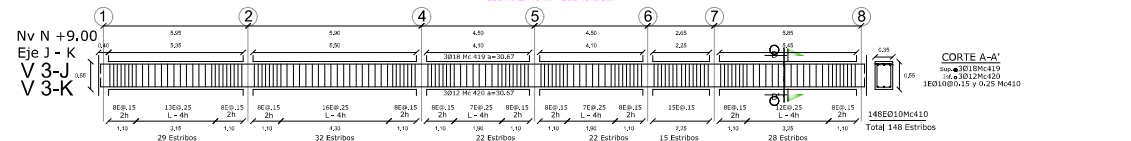
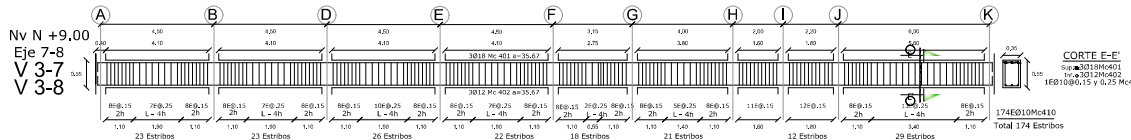
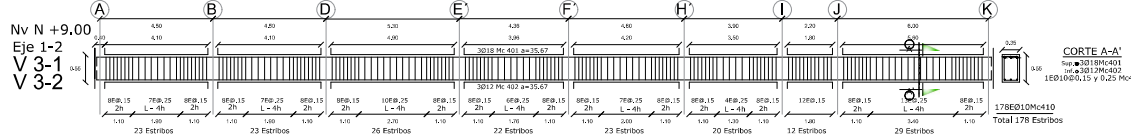
OBSERVACIONES:
Julio 2021

LÁMINA:
1/2





PLANTA +9.00 m
ESCALA 1:50



PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

EL PROYECTO: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO - FEDERATE DE COSTA DEE - REEDUCAR LA PLANILLA CONSTRUCTIVA PARA EVITAR DESPERDICIOS

No	Eje	Corte	Longitud	ACEROS		Espesor	Refrigeración	Observaciones
				Acero	Longitud			
1	1-2	V 3-1	4.50	8E8	176.25	2h		
2	1-2	V 3-2	4.50	8E8	176.25	2h		
3	3-6	V 3-3	3.00	8E8	139.25	2h		
4	3-6	V 3-6	3.00	8E8	139.25	2h		
5	4-5	V 3-4	3.00	8E8	139.25	2h		
6	4-5	V 3-5	3.00	8E8	139.25	2h		
7	7-8	V 3-7	4.50	8E8	176.25	2h		
8	7-8	V 3-8	4.50	8E8	176.25	2h		
9	1-K	V 3-J	4.50	8E8	176.25	2h		
10	1-K	V 3-K	4.50	8E8	176.25	2h		
11	A-C	V 3-A'	4.50	8E8	176.25	2h		
12	A-C	V 3-C	4.50	8E8	176.25	2h		
13	A-D-E-F-G-H-I	V 3-A	4.50	8E8	176.25	2h		
14	A-D-E-F-G-H-I	V 3-D	4.50	8E8	176.25	2h		
15	A-D-E-F-G-H-I	V 3-E	4.50	8E8	176.25	2h		
16	A-D-E-F-G-H-I	V 3-F	4.50	8E8	176.25	2h		
17	A-D-E-F-G-H-I	V 3-G	4.50	8E8	176.25	2h		
18	A-D-E-F-G-H-I	V 3-H	4.50	8E8	176.25	2h		
19	A-D-E-F-G-H-I	V 3-I	4.50	8E8	176.25	2h		
20	A-D-E-F-G-H-I	V 3-A'	4.50	8E8	176.25	2h		
21	A-D-E-F-G-H-I	V 3-C	4.50	8E8	176.25	2h		
22	A-D-E-F-G-H-I	V 3-A	4.50	8E8	176.25	2h		
23	A-D-E-F-G-H-I	V 3-D	4.50	8E8	176.25	2h		
24	A-D-E-F-G-H-I	V 3-E	4.50	8E8	176.25	2h		
25	A-D-E-F-G-H-I	V 3-F	4.50	8E8	176.25	2h		
26	A-D-E-F-G-H-I	V 3-G	4.50	8E8	176.25	2h		
27	A-D-E-F-G-H-I	V 3-H	4.50	8E8	176.25	2h		
28	A-D-E-F-G-H-I	V 3-I	4.50	8E8	176.25	2h		
29	A-D-E-F-G-H-I	V 3-A	4.50	8E8	176.25	2h		
30	A-D-E-F-G-H-I	V 3-D	4.50	8E8	176.25	2h		
31	A-D-E-F-G-H-I	V 3-E	4.50	8E8	176.25	2h		
32	A-D-E-F-G-H-I	V 3-F	4.50	8E8	176.25	2h		
33	A-D-E-F-G-H-I	V 3-G	4.50	8E8	176.25	2h		
34	A-D-E-F-G-H-I	V 3-H	4.50	8E8	176.25	2h		
35	A-D-E-F-G-H-I	V 3-I	4.50	8E8	176.25	2h		
36	3-6	V 3-3	3.00	8E8	139.25	2h		
37	3-6	V 3-6	3.00	8E8	139.25	2h		
38	4-5	V 3-4	3.00	8E8	139.25	2h		
39	4-5	V 3-5	3.00	8E8	139.25	2h		
40	4-5-6	V 3-4'	3.00	8E8	139.25	2h		
41	4-5-6	V 3-5'	3.00	8E8	139.25	2h		
42	4-5-6	V 3-6'	3.00	8E8	139.25	2h		
43	B	V 3-B	3.00	8E8	139.25	2h		
44	B	V 3-B	3.00	8E8	139.25	2h		



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

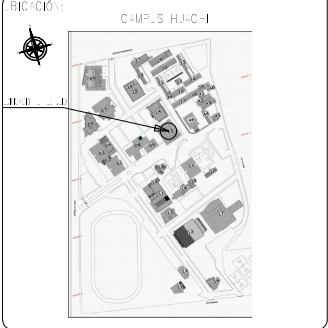
PROYECTO:
Análisis de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

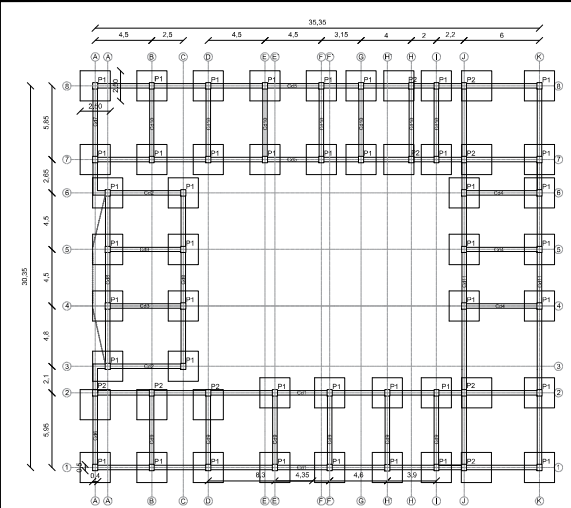
CONTIENE:
Losa y vigas +3.00 m y +6.00 m

Elaborado por: Thalia Barreno
Aprobó: Ing. Jorge Cevallos

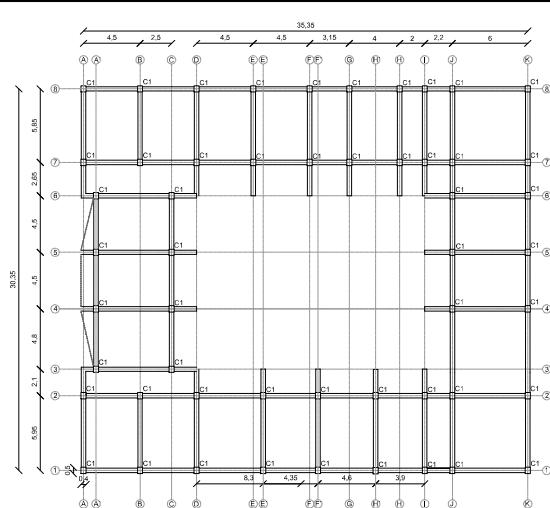
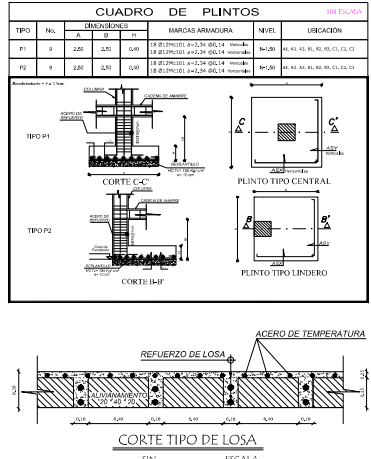
OBSERVACIONES:

OBSERVACIONES: Julio 2021
LÁMINA: 1/2

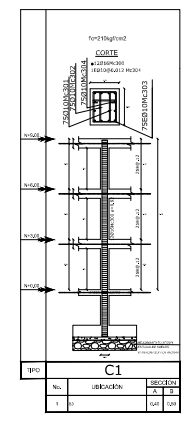




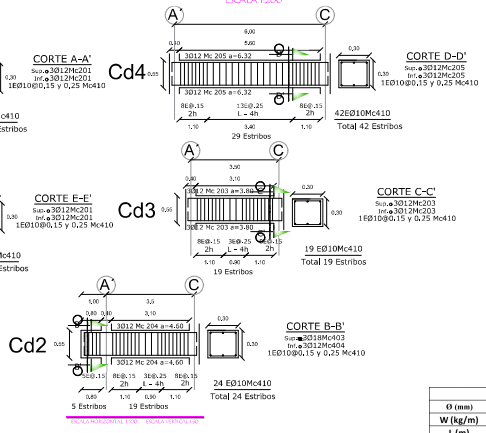
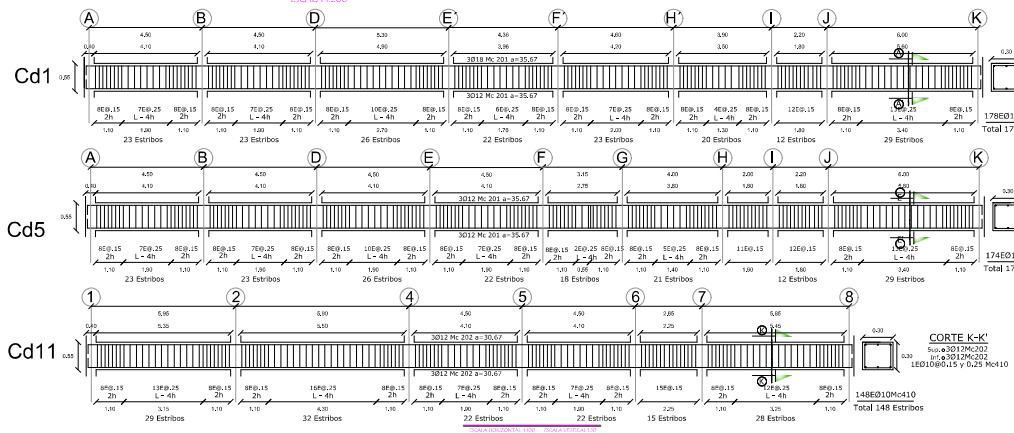
PLANTA + 0.00 m. CIMENTACIÓN



PLANTA + 5.00 m. COLUMNA TIPO

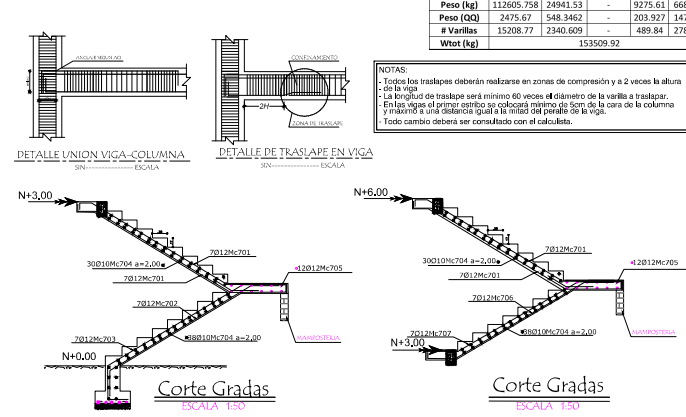
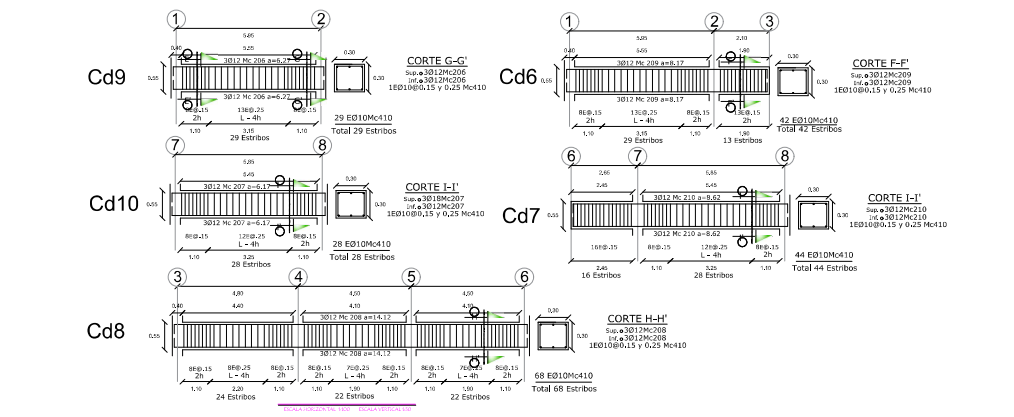


DETALLE DE COLUMNA TIPO
ESCALA 1:50



RECOMENDACIONES DOBLANDO

DIÁMETRO	180°	90°
Øv	Ø	A-C
12	30	150
14	35	175
16	40	200
18	45	225
20	50	250
22	55	275
25	65	325
32	80	400



PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

EL PROYECTO CONTIENE: REDES Y COLUMNAS. REDES DE PLANTA CONSTRUCTIVA PARA ETAPA DE OBRAS DE OBRAS.

NO.	TIPO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	ESPECIFICACIONES
1	ACERO	ACERO DE ARMADURA	TONELADAS	15208.77	ACERO A-60, 100% BARRAS DE 10MM DE DIAMETRO
2	ACERO	ACERO DE REFORZAMIENTO	TONELADAS	2340.609	ACERO A-60, 100% BARRAS DE 10MM DE DIAMETRO
3	ACERO	ACERO DE REFORZAMIENTO	TONELADAS	489.84	ACERO A-60, 100% BARRAS DE 10MM DE DIAMETRO
4	ACERO	ACERO DE REFORZAMIENTO	TONELADAS	153509.92	ACERO A-60, 100% BARRAS DE 10MM DE DIAMETRO

TIPOS DE DOBLADO

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:
Análisis de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

CONTIENE: Losa y vigas + 9.00 m
Detalle de columnas
Detalle de gradás

Elaborado por: Thalía Barreno
Aprobó: Ing. Jorge Cevallos

OBSERVACIONES:

OBSERVACIONES:
Julio 2021

LÁMINA:
2/2

FIG./C/D: CAMPUS HJ-C-1

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	10	12	14	16	18
W (kg/m)	0.617	0.988	-	1.58	2.00
L (m)	182505.28	28087.31	-	5878.08	3346.86
Peso (kg)	112605.758	24941.53	-	9275.61	6687.03
Peso (QQ)	2475.67	548.3462	-	203.927	147.016
# Varillas	15208.77	2340.609	-	489.84	278.905
Wtot (kg)	153509.92				

NOTAS:

- Todos los traslapes deberán realizarse en zonas de compresión y a 2 veces la altura de la viga.
- En las vigas el primer centro de colocación mínimo debe ser de la cara de la columna y máximo a una distancia igual a la mitad del peralte de la viga.
- Todo cambio deberá ser consultado con el calculista.