



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE
CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO,
CAMPUS HUACHI”**

AUTOR: Danny Alexander Gutiérrez Claudio

TUTOR: Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

AMBATO - ECUADOR

Septiembre - 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI”, elaborado por el Sr. Danny Alexander Gutiérrez Claudio portador de la cédula de ciudadanía C.I. 0503596884, 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 2022



Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, Danny Alexander Gutiérrez Claudio, con C.I. 0503596884 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de la referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2022



Danny Alexander Gutiérrez Claudio

C.I.: 0503596884

AUTOR

DERECHO 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 2022



Danny Alexander Gutiérrez Claudio

C.I.: 0503596884

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Danny Alexander Gutiérrez Claudio de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI”.

Ambato, Septiembre 2022

Para constancia firman:



Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera
Miembro Calificador



Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla
Miembro Calificador

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico con todo mi cariño a mis padres Lilia y Marcelino, por depositar en mi todo su esfuerzo y sacrificio, ellos junto a mi querida Tía Fanny me han formado con la sensibilidad de un niño y el actuar de un hombre íntegro; además con especial atención dedico este logro a mis hermanas Marilyn y Bárbara, quienes con el mismo afecto que mis padres han cuidado de mí y respaldado incondicionalmente.

Danny Alexander Gutiérrez Claudio

AGRADECIMIENTO

A las Autoridades de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, de la Universidad Técnica de Ambato por permitirme culminar mis estudios de tercer nivel en esta institución.

Danny Alexander Gutiérrez Claudio

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA.....	i
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	iii
DERECHO DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xix
RESUMEN.....	xxvi
ABSTRACT.....	xxvii
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Tema.....	1
1.2 Antecedentes Investigativos.....	1
1.2.1 Antecedentes	1
1.2.2 Justificación	4
1.2.3 Fundamentación teórica	5

1.2.3.1	Riesgo Sísmico.....	5
1.2.3.2	Peligro Sísmico	5
1.2.3.3	Tipos de perfiles de suelos	7
1.2.3.4	Vulnerabilidad sísmica.....	7
1.2.3.4.1	Vulnerabilidad estructural.....	8
1.2.3.4.2	Vulnerabilidad no estructural.....	9
1.2.3.4.3	Vulnerabilidad funcional.....	9
1.2.3.4.4	Análisis de vulnerabilidad sísmica.....	9
1.2.3.5	Análisis cualitativos	10
1.2.3.5.1	Inspección visual rápida FEMA P-154	10
1.2.3.5.2	Inspección visual rápida NEC 2015	19
1.2.3.6	Análisis cuantitativos	22
1.2.3.6.1	Análisis estático lineal (Estático equivalente).....	22
1.2.3.6.2	Análisis dinámico lineal.....	24
1.2.3.6.3	Análisis modal espectral	24
1.2.3.6.4	Análisis Estático No Lineal (NSP) o <i>Pushover</i>	24
1.2.3.7	Capacidad.....	32
1.2.3.6.1	Curva de capacidad	32
1.2.3.6.2	Espectro de capacidad.....	33
1.2.3.6.3	Representación bilineal del espectro de capacidad	34

1.2.3.7	Demanda	35
1.2.3.7.1	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	35
1.2.3.7.2	Niveles de amenaza sísmica.....	37
1.2.3.7.3	Espectro de demanda.....	37
1.2.3.8	Desempeño.....	38
1.2.3.8.1	Niveles de desempeño.....	38
1.2.3.8.2	Objetivo de desempeño.....	39
1.2.3.8.3	Evaluación del desempeño.....	41
1.2.3.8.4	Punto de desempeño.....	41
1.2.3.9	Método del Espectro de Capacidad MEC.....	42
1.2.3.9.1	Parámetros de linearización equivalente.....	42
1.2.3.10	Refuerzo de estructuras de hormigón armado.....	51
1.2.3.10.2	Refuerzo local con perfiles laminados	56
1.2.4	Hipótesis.....	58
1.3	Objetivos	59
1.3.3	Objetivo General.....	59
1.3.4	Objetivos específicos	59
CAPITULO II		60
METODOLOGÍA		60
2.1	Materiales y Equipos.....	60

2.2 Métodos.....	62
2.2.1 Plan de recolección de datos	62
2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de la información.	63
2.2.3 Recolección de datos.....	64
2.2.3.1 Plano Arquitectónico.....	64
2.2.3.2 Propiedades de los materiales	67
2.2.3.2.1 Resistencia a la compresión del hormigón.....	67
2.2.3.2.2 Resistencia a la fluencia del acero	71
2.2.3.3 Dimensiones y cuantías de acero de los elementos estructurales	71
2.2.3.4 Identificación del perfil del suelo.....	79
2.2.3.4.1 Ensayo de penetración Estándar <i>SPT</i>	79
2.2.3.4.2. Índice de plasticidad.....	83
2.2.3.4.3 Velocidad media de la onda de cortante V_{s30}	85
2.2.3.3.4 Contenido de humedad $W\%$	86
2.2.3.5 Cargas gravitacionales	87
2.2.3.6 Irregularidades de la estructura	92
2.2.3.7 Carga sísmica	93
CAPITULO III	97
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	97
3.1 Análisis y discusión de los resultados.....	97

3.1.1 Inspección Visual Rápida FEMA P-154	97
3.1.1.1 Primer nivel.....	97
3.1.1.2 Segundo nivel.....	99
3.1.2 Inspección visual rápida NEC 2015.....	101
3.1.3 Análisis dinámico espectral	103
3.1.3.1 Periodo de vibración	104
3.1.3.2 Participación modal de la masa.....	107
3.1.3.3 Comportamiento de la estructura	108
3.1.3.4 Cortante estático vs cortante dinámico	108
3.1.3.5 Deriva de piso	109
3.1.4 Propuesta de reforzamiento de la estructura	112
3.1.4.1 Propuesta de reforzamiento global de la estructura	112
3.1.4.2 Análisis dinámico espectral de la estructura reforzada.....	116
3.1.4.3 Análisis de los elementos estructurales con el reforzamiento global.....	123
3.1.4.3.1 Vigas	123
3.1.4.3.2 Columnas	132
3.1.4.4 Propuesta de reforzamiento en elementos estructurales.....	142
3.1.4.4.1 Encamisado de vigas	142
3.1.4.4.2 Encamisado de columnas	150
3.1.5 Análisis Estático No Lineal o <i>Pushover</i>	155

3.1.5.1	Parámetros no lineales de los materiales.....	155
3.1.5.2	Definición de la carga gravitacional no lineal.....	156
3.1.5.3	Definición de la carga lateral no lineal	156
3.1.5.4	Asignación de rótulas plásticas	158
3.1.4.5	Desempeño estructural	160
3.2	Verificación de la hipótesis.....	169
CAPITULO IV		170
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		170
4.1	Conclusiones	170
4.2	Recomendaciones.....	172
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		173
ANEXOS		176

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Formulario de recopilación de datos RVS Nivel 1 para la región de alta sismicidad.....	11
Tabla 2. Formulario de recopilación de datos RVS Nivel 2 para la región de alta sismicidad.....	12
Tabla 3. Región de sismicidad a partir de la respuesta de aceleración espectral FEMA P-154.....	14
Tabla 4. Definición de los tipos de suelo FEMA P-154	15
Tabla 5. Tipología del sistema estructural FEMA 154	16
Tabla 6. Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.	20
Tabla 7. Tipología de sistemas estructurales de la NEC 2015	21
Tabla 8. Grado de vulnerabilidad sísmica.....	22
Tabla 9. Niveles de amenaza sísmica.....	37
Tabla 10. Objetivos de desempeño para estructuras de ocupación especial y esencial. ..	40
Tabla 11. Objetivos de desempeño según SEAOC, Comité Visión 2000.	40
Tabla 12. Coeficientes de las ecuaciones de amortiguamiento efectivo.....	44
Tabla 13. Coeficientes de las ecuaciones de periodo efectivo.....	46
Tabla 14. Equipos, descripción y características	60
Tabla 15. Ubicación de la edificación.....	65

Tabla 16. Características principales del edificio	66
Tabla 17. Número de rebote y resistencia a la compresión del ensayo esclerométrico de la columna D2 nivel N+9.72.....	68
Tabla 18. Resistencia a la compresión de los elementos estructurales mediante ensayo esclerométrico.	70
Tabla 19. Datos para el cálculo del área de acero mínima.....	73
Tabla 20. Cálculo del área de acero mínima.	73
Tabla 21. Armado de las vigas.....	74
Tabla 22. Cálculo del área de acero en columnas	77
Tabla 23. Armado de columnas	78
Tabla 24. Ubicación de los ensayos SPT	79
Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar SPT 1	80
Tabla 26. Ensayo de Penetración Estándar SPT 2	81
Tabla 27. Clasificación de los suelos SUCS	82
Tabla 28. Clasificación de los suelos SUCS SPT 1	84
Tabla 29. Clasificación de los suelos SUCS SPT 2	84
Tabla 30. Determinación del tipo de perfil de suelo	86
Tabla 31. Contenido de humedad w %	87
Tabla 32. Peso específico de materiales de pared	87
Tabla 33. Carga de pared por metro lineal.....	88

Tabla 34. Peso propio de pared en losa.....	89
Tabla 35. Peso propio de pared en losa, (volados).....	89
Tabla 36. Cuantificación carga losa.....	90
Tabla 37. Cuantificación carga adicional losa	91
Tabla 38. Cuantificación de carga en losetas sobre mamposterías para archivadores en nivel N +3.24.....	91
Tabla 39. Cargas vivas	92
Tabla 40. Parámetros para establecer el espectro de respuesta para el análisis espectral .	93
Tabla 41. Valores para graficar los espectros de respuesta para el análisis espectral.....	94
Tabla 42. Parámetros para los espectros de respuesta para los diferentes niveles de sismo	96
Tabla 43. Formulario de Nivel 1 de Inspección Visual Rápida FEMA P-154	98
Tabla 44. Formulario de Nivel 2 de Inspección Visual Rápida FEMA P-154	100
Tabla 45. Formulario evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 2015	102
Tabla 46. Periodo de vibración de la estructura.....	104
Tabla 47. Tipos de masa definidos para el análisis espectral.....	105
Tabla 48. Participación modal de la masa.....	107
Tabla 49. Comportamiento de la estructura	108
Tabla 50. Cortante estático vs cortante dinámico	109

Tabla 51. Deriva máxima de piso por cortante estático	111
Tabla 52. Deriva máxima de piso por cortante dinámico	112
Tabla 53. Propiedades del perfil de acero para las riostras IPE 300	114
Tabla 54. Propiedades del perfil de acero para las riostras IPE 360	114
Tabla 55. Geometría de muros estructurales.....	116
Tabla 56. Periodo de vibración de la estructura reforzada.....	116
Tabla 57. Participación modal de la masa.....	117
Tabla 58. Comportamiento de la estructura	118
Tabla 59. Cortante estático vs cortante dinámico	118
Tabla 60. Deriva máxima de piso por cortante estático, sentido X, estructura reforzada	119
Tabla 61. Deriva máxima de piso por cortante estático, sentido Y, estructura reforzada	120
Tabla 62. Deriva máxima de piso por cortante dinámico, sentido Y, estructura reforzada	121
Tabla 63. Deriva máxima de piso por cortante dinámico, sentido Y, estructura reforzada	122
Tabla 64. Análisis a flexión en vigas eje X (A-D) 30x50 cm.....	124
Tabla 65. Análisis a flexión en vigas eje Y (1 B-C) 35x70 cm	125
Tabla 66. Análisis a flexión en vigas eje Y (2 B-C) 40x70 cm	126

Tabla 67. Análisis a flexión en vigas eje X (B' 3-4') 25x40 cm	127
Tabla 68. Análisis a flexión en vigas eje Y (4' B'-C') 25x40 cm	127
Tabla 69. Análisis a corte en vigas críticas	130
Fuente: ETABS 2018	131
Tabla 70. Datos del reforzamiento para el tipo de viga eje X (A-D) 30X50 cm	144
Tabla 71. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje X (A-D) 30X50 reforzada y sin reforzar	145
Tabla 72. Datos del reforzamiento en viga eje Y (1y4) 35X70	145
Tabla 73. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje Y (1 y 4) 35X70 reforzada y sin reforzar	146
Tabla 74. Datos del reforzamiento en viga eje Y (2 y 3) 40X70	147
Tabla 75. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje Y (2y3) 40X70 reforzada y sin reforzar	148
Tabla 76. Datos del reforzamiento en viga eje Y (4') 25X40	148
Tabla 77. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje Y (4') 25X40 reforzada y sin reforzar	149
Tabla 78. Datos del reforzamiento en columnas	151
Tabla 79. Análisis a corte de las columnas reforzadas.....	154

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Fuentes sísmicas: a) Fuentes de interfaz y profundas; b) Fuentes corticales	6
Figura 2. Distribución vertical triangular de la cortante basal.....	23
Figura 3. Ilustración de un análisis pushover.....	25
Figura 4. Curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado a compresión.....	27
Figura 5. Curva esfuerzo deformación del acero a tensión.....	28
Figura 6. Longitud de plastificación	30
Figura 7. Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de concreto o componentes.....	31
Figura 8. Curva de capacidad degradada.....	32
Figura 9. Espectro de capacidad.....	34
Figura 10. Representación bilineal del espectro de capacidad.....	35
Figura 11. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	36
Figura 12. Criterios de aceptación de deformación de elementos	41
Figura 13. Punto de desempeño	42
Figura 14. Tipos de comportamiento inelástico.....	43
Figura 15. Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado.....	47
Figura 16. Representación bilineal del espectro de capacidad.....	49
Figura 17. Método C, posibles puntos de desempeño usando MADRS.....	50

Figura 18. Reforzamiento del edificio Residence Hall, Berkely, Estados Unidos	51
Figura 19. Comportamiento de riostras.....	52
Figura 20. Configuración de riostras.....	53
Figura 21. Mecanismo de deformación de pórticos arriostrados en V o V invertida	54
Figura 22. Momentos flectores luego del pandeo en pórticos arriostrados en V o V invertida	54
Figura 23. Configuración en pórticos arriostrados en V y V invertida para mitigar el efecto de desbalance en los esfuerzos.....	55
Figura 24. Unión de las conexión y riostra a una estructura de hormigón armado.....	56
Figura 25. Corte y vista lateral del refuerzo con perfiles angulares en esquina y presillas de unión.....	56
Figura 26. Detalle de la fijación de los perfiles, cartelas y placas de la columna de hormigón con refuerzo de perfiles laminados.....	57
Figura 27. Refuerzo a corte con perfiles laminados de una viga de hormigón.....	58
Figura 28. Plano Arquitectónico, Nivel +4.58	64
Figura 29. Ubicación de la Edificación.....	65
Figura 30. Edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.	66
Figura 31. Curva del percentil 10 inferior.....	68
Figura 32. Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	72

Figura 33. Separación de estribos en vigas	73
Figura 34. Separación de estribos en columnas	76
Figura 35. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas	77
Figura 36. Ubicación de los Ensayos de Penetración Estándar SPT	80
Figura 37. Carta de plasticidad SPT 1.....	84
Figura 38. Carta de plasticidad SPT 2.....	85
Figura 39. Tipo de paredes.....	88
Figura 40. Irregularidad en elevación-Columna Corta	92
Figura 41. Espectros de repuesta.....	95
Figura 42. Valores de factor de zona mediante curva de peligro Ambato.....	95
Figura 43. Modelado de la Estructura	103
Figura 44. Periodo de vibración de la estructura método 2.....	106
Figura 45. Deriva inelástica por cortante estático sentido X	110
Figura 46. Deriva inelástica por cortante estático sentido Y	110
Figura 47. Deriva inelástica por cortante dinámico sentido X.....	111
Figura 48. Deriva inelástica por cortante estático sentido Y	111
Figura 49. Ubicación de las riostras sentido X, pórtico A y pórtico D.....	113
Figura 50. Ubicación de las riostras sentido Y, pórtico 1y pórtico2.....	113
Figura 51. Ubicación de muros estructurales	115
Figura 52. Deriva inelástica por cortante estático sentido X, estructura reforzada.....	119

Figura 53. Deriva inelástica por cortante estático sentido Y, estructura reforzada.....	120
Figura 54. Deriva inelástica por cortante dinámico sentido X, estructura reforzada.....	121
Figura 55. Deriva inelástica por cortante dinámico sentido Y, estructura reforzada.....	122
Figura 56. Momento último, viga eje X (C 3-4) 30x50 cm, Nivel N+6.48 m	124
Figura 57. Momento último, viga eje Y (1 B-C) 35x70 cm, Nivel N+6.48 m	125
Figura 58. Momento último, viga eje Y (2-3) 40x70 cm, Nivel N+6.48 m.....	126
Figura 59. Momento último, vigas eje X (B'3-4')25x40 cm y eje X 20x40 cm, Nivel N+6.48 m	127
Figura 60. Momento último, viga eje Y(4' B'-C') 25x40 cm, Nivel N+6.48 m	128
Figura 61. Cortante último, viga eje X (C 3-4) 30x50 cm, Nivel N+3.24 m.....	128
Figura 62. Cortante último, viga eje Y (1 B-C) 35x70 cm, Nivel N+6.48 m	129
Figura 63. Cortante último, viga eje Y (2 B-C) 40x70 cm, Nivel N+6.48 m	129
Figura 64. Cortante último, vigas eje X 25x40 cm, Nivel N+6.48 m	130
Figura 65. Cortante último, vigas eje Y 25x40 cm, Nivel N+6.48 m	130
Figura 66. Columna C2 del Nivel +3.24m.....	132
Figura 67. Diagrama de iteraciones, sentido X columna C2 del Nivel +3.24m	133
Figura 68. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna C2 del Nivel +3.24m	133
Figura 69. Columna D3 del Nivel +6.48m y N+9.72m	134
Figura 70. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +6.48m	135
Figura 71. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +6.48m	135

Figura 72. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +9.72m	136
Figura 73. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +9.72m	136
Figura 74. Columna D3 del Nivel +12.96 m y N+16.20m	137
Figura 75. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +12.96m	138
Figura 76. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +12.96m	138
Figura 77. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +16.20m	139
Figura 78. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +16.20m	139
Figura 79. Requisitos geométricos de encamisado de vigas	143
Figura 80. Diagrama momento curvatura de la viga eje X (A-D) 30X50 reforzada y sin reforzar	144
Figura 81. Diagrama momento curvatura de la viga eje Y (1 y 4) 35X70 reforzada y sin reforzar	146
Figura 82. Diagrama momento curvatura de la viga eje Y (2y3) 40X70 reforzada y sin reforzar	147
Figura 83. Diagrama momento curvatura de la viga eje Y (4') 25X40 reforzada y sin reforzar	149
Figura 84. Requisitos geométricos de encamisado de columnas	150
Figura 85. Diagrama de iteraciones en columna reforzada D3, Nivel +6,48 m, sentido X	152
Figura 86. Diagrama de iteraciones en columna reforzada D3, Nivel +6.48 m, sentido Y	153

Figura 87. Modelo de comportamiento de Mander.....	155
Figura 88. Modelo de comportamiento de Park.....	155
Figura 89. Definición carga gravitacional no lineal.....	156
Figura 90. Definición de la carga lateral no lineal sentido X.....	157
Figura 91. Definición de la carga lateral no lineal sentido Y.....	157
Figura 92. Definición de rótulas plásticas en vigas	158
Figura 93. Definición de rótulas plásticas en columnas.....	159
Figura 94. Curva de capacidad de la estructura, sentido X.....	160
Figura 95. Curva de capacidad de la estructura, sentido Y.....	160
Figura 96. Punto de desempeño de la estructura, sismo Raro (Tr=475 años), sentido X	161
Figura 97. Representación bilineal de la curva de capacidad, sismo Raro (Tr=475 años), sentido X.....	162
Figura 98. Punto de desempeño de la estructura, sismo Raro (Tr=475 años), sentido Y	163
Figura 99. Representación bilineal de la curva de capacidad, sismo Raro (Tr=475 años), sentido Y	164
Figura 100. Punto de desempeño de la estructura, sismo Muy Raro (Tr=2500 años), sentido X.....	165
Figura 101. Representación del espectro de capacidad bilineal, sismo Muy Raro (Tr=2500 años), sentido X.....	166

Figura 102. Punto de desempeño de la estructura, sismo Muy Raro ($T_r=2500$ años), sentido Y	167
Figura 103. Representación del espectro de capacidad bilineal, sismo Muy Raro ($T_r=2500$ años), sentido Y.....	168

RESUMEN

Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica por ello es necesario realizar la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones existentes. Por tal efecto se realizó el estudio en el edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.

El análisis del desempeño se inició con una inspección visual rápida aplicando los formularios de FEMA P-154 y NEC 2015 donde el resultado de esta técnica correspondió a una vulnerabilidad sísmica de grado medio.

Seguidamente se ejecutó un análisis modal espectral mediante el cual se determinó que la estructura no cumple con los parámetros de sismo resistencia establecidos por la NEC 2015 por ende se consideró necesario plantear un reforzamiento de la estructura.

A nivel de reforzamiento global se implementaron riostras del tipo V en los niveles N+3.24m al nivel N+ 16.20m con la finalidad de estabilizar a la estructura. A nivel local en vigas y columnas se planteó un encamisado de los elementos estructurales a través de ángulos y platinas de acero. Analizando la estructura reforzada se verificó que se cumple con los lineamientos de la NEC 2015.

Una vez estabilizada la estructura se efectuó un análisis estático no lineal o *Pushover* verificando que alcanzó los objetivos determinados por la NEC 2015, para un sismo raro el punto de desempeño se encuentra en el nivel operacional, mientras que para un sismo muy raro el punto de desempeño se encuentra en prevención del colapso.

Palabras claves: Desempeño Sísmico; Análisis modal; Análisis no lineal; Pushover, Reforzamiento estructural.

ABSTRACT

Ecuador is located in an area of high seismic hazard, therefore it is necessary to carry out an evaluation of the seismic performance of existing buildings. For this purpose, the study was carried out in the Applied Sciences building of the Technical University of Ambato, Huachi Campus.

The performance analysis began with a quick visual inspection applying the FEMA P-154 and NEC 2015 forms, where the result of this technique corresponded to a medium-grade seismic vulnerability.

Next, a spectral modal analysis was carried out, through which it was determined that the structure does not meet the earthquake resistance parameters established by the NEC 2015, therefore it was considered necessary to propose a reinforcement of the structure.

At the level of global reinforcement, type V braces were implemented at levels N+3.24m to level N+ 16.20m in order to stabilize the structure. At the local level, in beams and columns, a sheathing of the structural elements was proposed through angles and steel plates. Analyzing the reinforced structure, it was verified that it complies with the NEC 2015 guidelines.

Once the structure was stabilized, a non-linear static analysis or Pushover was carried out, verifying that it reached the objectives determined by the NEC 2015, for a rare earthquake the performance point is at the operational level, while for a very rare earthquake the performance is in collapse prevention.

Keywords: Seismic Performance; Modal analysis; Nonlinear analysis; Pushover, Structural reinforcement.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Tema

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI”

1.2 Antecedentes Investigativos

1.2.1 Antecedentes

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos de Norte América en el año de 1988, publicó el Manual para la detección visual rápida de edificios con posible peligro sísmico FEMA 154, desarrollado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC). El propósito fue proporcionar una metodología para la evaluación de la seguridad sísmica de edificios, de forma rápida, económica y de un mínimo acceso a la estructura y que sugiera aquellos edificios que necesiten un estudio más detallado. En el año 2015 FEMA proporciona una actualización de FEMA 154, siendo esta la tercera edición denominada FEMA P-154 [1].

En 2005, FEMA proporciona el documento *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures* FEMA 440, el cual fue desarrollado por el ATC en el proyecto denominado ATC 55. Dicho documento evalúa y sugiere mejoras para las metodologías de análisis no lineal: Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios de Concreto ATC 40 y *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* FEMA 356. El ATC 40 describe el Método del Espectro de Capacidad MEC, que mediante la intersección del espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda reducido que representa al movimiento del suelo facilita la obtención del desplazamiento modal de la estructura[2].

En el año 2016 el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) y otras entidades nacionales e internacionales publicaron la Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la NEC 2015. Esto con el objetivo de disminuir la vulnerabilidad de las estructuras ante eventos sísmicos en Ecuador, en la cual se describen conceptos referentes a la configuración estructural de las edificaciones que pueden influir en su vulnerabilidad sísmica; el detalle de la amenaza sísmica en Ecuador; los parámetros para realizar un Análisis No Lineal; la evaluación de esfuerzos admisibles para estructuras patrimoniales; y la evaluación visual rápida basado en FEMA 154 para estimar el nivel de vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes Pre-evento [3].

Luego del terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016, la Red Sísmica del Austro planteo la necesidad de la actualización de la vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Cuenca, a escala territorial del Centro Histórico de Cuenca (CHC). Para lo cual Jiménez J., et al., en el año 2018 empleando el Método del Espectro de Capacidad (MEC) adaptable a escala individual y territorial bajo el manual FEMA 440 y el ATC 40 mejorado con aplicabilidad a estructuras de mampostería no reforzadas, en la modelización de los prototipos de las edificaciones encontraron un grave problema de discontinuidad entre las paredes y que la flexibilidad en el plano de sistema de piso supone la ocurrencia de grandes desplazamientos y una inminente falla [4].

De la misma manera Medina R. y Music J., en el año 2018, determinaron el nivel de desempeño sísmico de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. Para ello se emplearon el Método del Espectro de Capacidad MEC propuesto por el ATC 40 de 1996 y aplicando las mejoras propuestas por FEMA 440 de 2005. El MEC consiste en sobreponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda, y de esta forma conocer el punto de desempeño. El espectro capacidad se obtiene a partir de la curva de capacidad del edificio, para lo cual realizaron un Análisis No Lineal estático o “Pushover” mediante el software ETABS

2015. El espectro de demanda se obtiene de estudios de peligro sísmico local. Una vez conocido el punto de desempeño, establecieron la relación desplazamiento máximo para altura del edificio y para cada uno de los niveles de desempeño de Visión 2000 y comparándolo con los valores de desplazamiento objetivo máximo propuesto por Visión 2000, se estableció que el edificio conserva un nivel de desempeño operacional frente a sismos de gran intensidad o muy raro [5].

Paredes I. y Pachar B., en 2019, realizaron un estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios del Complejo Ministerial de Defensa en la ciudad de Quito. El objetivo del mencionado estudio fue determinar el grado de vulnerabilidad de las estructuras y el reforzamiento del edificio con condiciones más críticas. En primera instancia la evaluación fue de tipo cualitativo mediante la Evaluación Visual Rápida propuesta por el manual FEMA P-154 en su tercera edición publicada en 2015. Esta evaluación fue desarrollada en sus dos niveles, a través de los formularios descritos en dicho manual y una inspección in situ. En base a investigaciones preliminares identificaron el tipo de suelo, una vez en campo identificaron el sistema sísmico resistente. Además, registraron los materiales de construcción y características constructivas. Con la información recolectada y en base a un sistema de puntuación contenida en los formularios, establecieron el grado de vulnerabilidad de las estructuras, concluyendo que la mayoría de las estructuras se encuentran por debajo del límite recomendado por FEMA P-154, y es necesario la evaluación estructural detallada de cada edificio. La estructura más vulnerable resultó ser el edificio de la Comandancia General de Marina (COGMAR), son edificios de estructura de hormigón con muros de relleno de mampostería no reforzada, entre los problemas encontrados destacan irregularidad en elevación severa, modificaciones de funcionalidad y la no continuidad de las columnas del último piso con las inferiores. Del análisis estático y dinámico concluyeron que las derivas de piso superan el máximo permitido por la NEC 2015, proponiendo su reforzamiento mediante el encamisado de columnas con placas de acero, la colocación de vigas de acero bajo la losa para contrarrestar el punzonamiento de la losa y el reforzamiento con diagonales rigidizadoras o con disipadores de energía para disminuir las derivas de piso [6].

1.2.2 Justificación

Ecuador se encuentra ubicado en el cinturón de fuego del pacífico, por lo cual presenta una intensa actividad sísmica. Esto debido a los procesos de subducción de la placa oceánica de Nazca y el complejo sistema de fallas activas locales existentes en el territorio ecuatoriano[7].

La región interandina del Ecuador se encuentra dentro de la zona sísmica intraplaca que concierne a procesos de subducción a profundidades mayores a 40 km y que pueden generar sismos de magnitud moderada y alta[8].

La ciudad de Ambato está asentada en el centro de la región interandina del Ecuador, está ciudad es atravesada por tres fallas geológicas: la falla de Ambato; la falla de Huachi y la falla de Totoras, las cuales pueden generar actividad sísmica impulsiva, de corta duración, pero con potencial catastrófico[9].

Según estudios de microzonificación sísmica realizados para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, la mayor respuesta espectral de aceleración proviene de la falla de Ambato, por tener la menor distancia a su epicentro. Además, concluye que del espectro de aceleraciones crítico calculado se puede llegar a obtener aceleraciones de 1.33 g en un intervalo de 0.25 a 0.45 segundos, por lo cual dentro de dicho intervalo las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato del Campus Huachi deberían ser calculadas con una aceleración espectral mayor a la de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15[10].

El análisis de desempeño sísmico se puede efectuar tanto de forma cualitativa como de forma cuantitativa. Para desarrollar el análisis cualitativo La Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), de los Estados Unidos de Norteamérica, plantea una evaluación visual rápida para la detección de edificios que puedan suponer daños ante un movimiento sísmico, en el manual FEMA P-154[1].

De la misma forma la Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la norma NEC 2015, propone una evaluación visual rápida, mediante el llenado de un formulario y el análisis de parámetros basados en FEMA 154, clasificando a las estructuras de baja, media o alta vulnerabilidad[3].

Para la evaluación cuantitativa, esta puede ser efectuada mediante un Análisis No Lineal o *Pushover*, con el cual el Método del Espectro de Capacidad MEC del ATC 40 y mejorado por FEMA 440, busca calcular el punto de desempeño al sobreponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda. Una vez conocido el punto de desempeño Visión 2000 permite evaluar el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de demanda sísmica[5].

Por todo lo antes mencionado se considera necesario analizar el desempeño sísmico del Edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, de manera cualitativa por medio de una evaluación visual rápida y de manera cuantitativa a través de un análisis estático no lineal o *pushover*. Esto con la finalidad de proporcionar la información para un posible reforzamiento de la estructura.

1.2.3 Fundamentación teórica

1.2.3.1 Riesgo Sísmico

El riesgo sísmico es la probabilidad de pérdidas que resultan del impacto que tiene el suceso de un sismo sobre uno o un conjunto de elementos de una región, por ejemplo una ciudad[11]. Fundamentalmente depende del peligro sísmico y de la vulnerabilidad sísmica[12].

1.2.3.2 Peligro Sísmico

Son los movimientos que se producen en los sismos. Los sismos están caracterizados por la cantidad de energía que libera la fuente sísmica, la distancia y trayectoria al lugar de emplazamiento y que dependen de las condiciones litológicas, estructurales y topográficas del lugar de estudio[7].

Peligro sísmico Probabilista

Es la probabilidad de que parámetros como la aceleración, desplazamiento y velocidad que miden la magnitud o intensidad sísmica excedan el nivel umbral dado para un periodo de tiempo y región específicos[12].

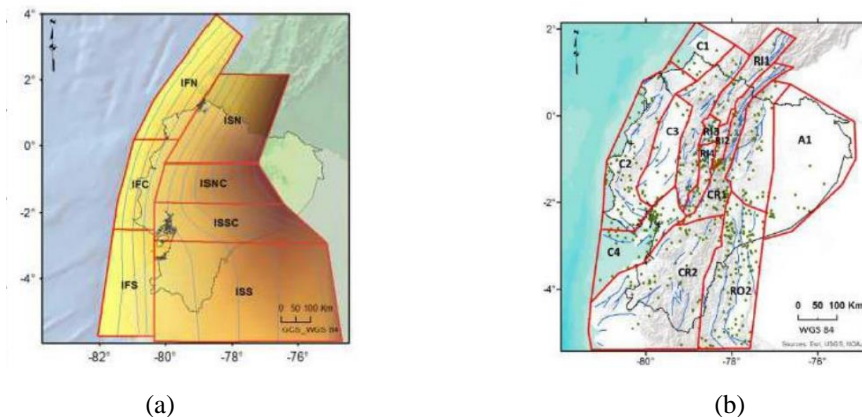
Peligro sísmico Determinista

Es la estimación del movimiento causado por una fuente sísmica específica, para una cierta magnitud y a una distancia determinada al punto de emplazamiento. No proporciona la probabilidad de ocurrencia de dicho movimiento[7].

Peligro sísmico del Ecuador

El peligro sísmico en Ecuador está representado por diferentes fuentes sísmicas, la primera la fuente de interfaz, corresponde a la colisión y subducción de la placa oceánica de Nazca por debajo del continente desde profundidades de unos pocos kilómetros hasta 40 a 70km. La segunda la fuente sísmica denominada profunda o del slab contempla la subducción intraplaca bajo el continente a diferentes niveles de profundidad de hasta 300 km. La tercera, la fuente cortical está asociado a diferentes sistemas de fallas activas que atraviesan el país y que generan una sismicidad superficial a profundidades menores a 40km [10]-[13].

Figura 1. Fuentes sísmicas: a) Fuentes de interfaz y profundas; b) Fuentes corticales



Fuente: H. Parra, et al., *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador Continental*, 2017, Capítulo 4, pág. 95.

En el territorio ecuatoriano se considera que existen 3 categorías de peligro sísmico intermedia en el nororiente del país, alta en la mayor parte del territorio y muy alta en la región costa. Además, existen seis zonas sísmicas que dependen de factor de zona Z . El factor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, con una probabilidad de excedencia en 50 años del 10 %, Z se expresa en términos de fracción de la aceleración de la gravedad. A cada valor de Z le corresponde una categoría de peligro sísmico, esto se especifica en la tabla 1 de la NEC-SE-DS del 2015 [12].

1.2.3.3 Tipos de perfiles de suelos

El tipo de suelo es un parámetro esencial en la definición del espectro de diseño elástico ya que modifica la amplitud y contenido de frecuencias de la onda sísmica para el sitio de emplazamiento [7].

Los perfiles de suelo se establecen en base a la velocidad de la onda de corte de los suelos en los primeros 30 metros V_{s30} , y de manera complementaria con los valores del número de golpes N del Ensayo de Penetración Estándar *SPT*, el índice de plasticidad IP y la resistencia al corte no drenado S_u . La tabla 2 de la NEC-SE-DS del 2015 presenta la clasificación de los suelos en base a los parámetros antes descritos. Sin embargo, se deben considerar otros criterios para el tipo de perfil F y su estudio no se debe restringir a los 30 metros superiores del perfil [12].

1.2.3.4 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica representa la forma de actuar de una estructura al verse comprometida y experimentar las repercusiones por la ocurrencia de un movimiento sísmico[14]. Por otro lado, se puede definir como una característica propia de la estructura que depende de cómo esta haya sido diseñada pero a la vez es independiente de la amenaza sísmica de su lugar de emplazamiento[15]. Sin embargo, la vulnerabilidad sísmica abarca un contexto muy amplio y se la puede clasificar de acuerdo a los elementos que componen a la estructura o tomando en cuenta a su funcionalidad[16].

1.2.3.4.1 Vulnerabilidad estructural

Hace referencia al daño esperado en los elementos estructurales durante el transcurso de un sismo. El nivel de daño que los elementos estructurales alcancen está relacionado a varios aspectos como su diseño, los materiales de construcción, las cargas a las que son sometidos, etc.[16]. Según la Guía para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la NEC 2015, gran parte de los daños que suceden en una edificación están relacionados con su configuración estructural en planta y elevación[3].

Configuración estructural

La configuración estructural contempla la forma en como están dispuestos los elementos y el sistema estructural ya sea de modo horizontal o vertical. Los diseños arquitectónicos y estructurales complejos, poco armoniosos y asimétricos son los más propensos a sufrir daños a causa de un sismo[3].

Configuraciones estructurales recomendadas

Son las que permiten un adecuado desempeño sísmico debido a su configuración simple, armoniosa y simétrica[12], esto se detalla en la tabla 11 de la NEC-SE-DS, del 2015.

Configuraciones estructurales más complejas

Son las que deben evitarse porque presentan cambios muy fuertes de rigidez y resistencia que contribuyen al deterioro de la ductilidad del sistema estructural por la acumulación de daños en sus componentes. Estas configuraciones no son recomendables y se exponen en la tabla 12 de la NEC-SE-DS, del 2015, en caso de emplearles se debe garantizar el adecuado desempeño sísmico[12].

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

La irregularidades tanto en planta como elevación causan la predisposición de las edificaciones a solventar de manera deficiente las sollicitaciones causadas por los sismos.[12].

En las tablas 13 y 14 de la NEC-SE-DS, de 2015 se exponen algunas de las irregularidades habituales que presentan los edificios, sus descripciones junto a la penalización representado por los coeficientes de configuración en planta y elevación, que tienen como objetivo aumentar el valor del cortante de diseño previendo una mayor resistencia a la estructura, aunque esto no garantiza el comportamiento sísmico resistente del sistema estructural por lo cual es mejor evitar dichas irregularidades[12].

1.2.3.4.2 Vulnerabilidad no estructural

Los elementos no estructurales en teoría no están asignados a solventar las sollicitaciones producidas por los sismos. Por ende, son vulnerables inclusive a sismos de magnitud leve, sin embargo, los daños en los elementos no estructurales constituyen pérdidas económicas altas, impiden la operatividad de las instalaciones y pueden implicar una amenaza a la seguridad de las personas. La interacción de los elementos no estructurales sobre la estructura predispone a esta a sufrir daños, como es el caso de la disposición de la mampostería que ocasiona los efectos de columna corta y debido a la fuerza de corte que se produce puede llevar a dicho elemento al colapso[17].

1.2.3.4.3 Vulnerabilidad funcional

Tiene que ver con la capacidad de las estructuras que a pesar de no presentar daño físico siguen prestando sus servicios al acontecer un sismo. Cuando la estructura ya no pueda contener la demanda de uso por la población afectada por el sismo, se dice que ha alcanzado el colapso funcional. Es por esto que las estructuras esenciales como hospitales, instalaciones militares, de policía, bomberos, entre otras son diseñadas de tal manera que puedan seguir operando durante y después de la emergencia sísmica[16].

1.2.3.4.4 Análisis de vulnerabilidad sísmica

El análisis de vulnerabilidad sísmica es una herramienta para conocer que tan afectada estaría una estructura en caso de suceder un movimiento sísmico, además se puede considerar como un punto de partida para el desarrollo de medidas preventivas para disminuir el riesgo sísmico y contribuir al manejo de la emergencia sísmica[14].

1.2.3.5 Análisis cualitativos

Consiste en la recolección de información mediante visitas técnicas, que tienen la finalidad de la obtención de parámetros relacionados a la configuración estructural del edificio, características del lugar de emplazamiento, materiales y procesos constructivos que influyen sobre el comportamiento sísmico de la edificación, los mimos que están detallados en formularios propuestos por FEMA P-154 y la NEC 2015, que permiten valorar de forma cualitativa la vulnerabilidad sísmica del edificio y consecuentemente recomendar un estudio estructural más detallado de la edificación[3].

1.2.3.5.1 Inspección visual rápida FEMA P-154

La inspección visual rápida (*RVS*), es una metodología para la identificación de edificios potencialmente peligrosos dentro del contexto de la sismo resistencia. El procedimiento de la inspección visual rápida abarca la visita técnica a la edificación y el llenado de un formulario de recolección de datos, a través de la observación del exterior y de ser factible del interior de la edificación[1].

El formulario consta de 2 niveles como se muestra en las tablas 1 y 2, posee apartados para registrar datos de identificación del edificio, entre ellos su uso y altura, fotografía de la estructura, croquis y fundamentalmente requiere de datos asociados al desempeño sísmico. Con base a la información documentada se obtiene un puntaje que da a conocer una percepción del desempeño sísmico esperado del edificio[1].

En el formulario también consta con campos para la definición del sistema estructural principal y los materiales del edificio. Proporciona además un sistema de puntajes básicos para cada tipo de edificio con el cual el evaluador valora la edificación seleccionando la calificación que considere adecuada. El evaluador debe considerar los modificadores de puntuación que están vinculados con las particularidades de desempeño observadas y después se suman al puntaje básico, consiguiendo una puntuación final. El nivel 2 del formulario es opcional, permite obtener información más detallada del edificio, perfeccionando la puntuación final con modificadores adicionales. El tiempo de inspección durará entre 15 a 75 minutos por edificio[1].

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

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.
Nivel 1
 FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.
ALTA Sismicidad

FOTOGRAFÍA

Dirección: _____
 Código Postal: _____
 Otra Identificación: _____
 Nombre del edificio: _____
 Uso: _____
 Latitud: _____ Longitud: _____
 Ss: _____ S1: _____
 Inspector(s): _____ Fecha/Hora: _____

No. Pisos: _____ Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de Construcción: _____
 Superficie total del Suelo (m²): _____ Código año: _____
 Adiciones: Ninguna Sí, Años Construcción: _____

Ocupación:

Asamblea Comercial Ser. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Escuela Gobierno
 Utilidad Almacén Residencial, # Unid: _____

CROQUIS:

A B C D E DKN
 Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DKN, asumir Tipo D
 Dura Débil Denso Duro Blando Pobre

Riesgos Geológicos: Licuefacción: _____ Deslizamientos: _____ Superficie de Ruptura: _____
 Si/No/DNK Si/No/ DNK Si/No/ DNK

Adyacencia: Golpeteo Peligro de Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) _____
 Planta(tipo) _____

Peligros de Caída de Exterior:

Chimeneas sin soporte lateral Revestimiento pesado o de chapa de madera
 Antepechos, barandas Apéndices
 Otros: _____

COMENTARIOS:

Dibujos adicionales o comentarios en página separada

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1

TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior- Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1 >= S_{MIN}

<p>EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN</p> Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de Suelo: _____ Fuente de los Peligros Geológico: _____ Persona de Contacto: _____	<p>OTROS RIESGOS</p> ¿Hay peligro que provoque una evaluación detallada estructural? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable). <input type="checkbox"/> Riesgos de caída de edificios altos adyacentes más altos. <input type="checkbox"/> Riesgos geológicos o tipo de Suelo F <input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural	<p>ACCIÓN REQUERIDA</p> ¿Se requiere de una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que límite. <input type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No ¿Evaluación no estructural detallada recomendada? <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren demitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK
--	--	---

Puntaje Final Nivel 2, SL2: _____ No
 ¿Peligros no estructurales? Sí No

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

Leyenda: MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada
 FD: Diagrama flexible BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up

Fuente: FEMA P-154, 2015, Apéndice B, pág. 3.

Tabla 2. Formulario de recopilación de datos RVS Nivel 2 para la región de alta sismicidad.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. (Opcional)				Nivel 2	
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.				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 S _{MN})	
Inspector:	Modificadores de Irreg. Nivel 1:		Irregularidad Vertical, VL1=	Irregularidad en planta, PL1=	
Fecha/Hora:	Puntaje básico ajustado:		S'=(SL1-VL1-PL1) =		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BASICO AJUSTADO					
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)		Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	VL2 = (Límite en -1.2)	
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0.3		
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared noarriestrada en el espacio dejado.	-0.6		
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio paragaraje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la mismalínea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-1.2		
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-0.9		
	Discontinuidad	Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5		
		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 pisosuperior.	-1.0		
		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.	-0.5		
	Columnas cortas	Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.3		
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.5		
	Nivel desplazado	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		
	Otra Irregularidad	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 existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna.	-1.0		
	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5			
	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico dela edificación.	-1.0			
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de laedificación.	-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 = (Límite en -1.2)	
	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	M=	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y estructura advacente:	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.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.		-1.0
					-1.0
					-0.5
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.		-1.0		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.		-0.4		
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readeacuación).		0.3		
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)		0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.		-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.		1.2		
Readeacuación	Una readeacuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.		1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ SMIN:					
Transferir al Formulario Nivel 1					

Tabla 2. (Continuación) Formulario de recopilación de datos RVS Nivel 2 para la región de alta sismicidad.

Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Sí <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 OBSERVADOS				
Ubicación	Declaración (Chequear "Sí" o "No")	Sí	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.			
	Existen revestimientos pesados.			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.			
	Existe un letrero 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 transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida <input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requería.				
Comentarios:				

Fuente: FEMA P-154, 2015, Apendicé B, pág. 4.

Tanto el sistema de puntajes como los modificadores de puntajes están desarrollados en base a la probabilidad de colapso o colapso parcial del edificio, la misma que considera la ocurrencia de un sismo raro. El rango de puntuaciones finales suele oscilar entre 0 y 7, las puntuaciones altas representan un menor potencial de colapso y un superior desempeño sísmico. FEMA P-154, sugiere un límite de puntuación final de 2, considerando que valores iguales o menores a 2 indican la necesidad de un estudio más a fondo y desarrollado por profesionales en diseño sísmico. Además, resalta que al ser una metodología basada en la observación mediante una visita técnica en la que no siempre es posible ingresar a los edificios y por tanto en ciertas ocasiones los resultados no representan la realidad del edificio[1].

Colapso

Es la pérdida de capacidad del sistema estructural y de sus elementos vigas, columnas y muros de corte de soportar el peso propio y cualquier otra fuerza. Esta falla conlleva una deformación estructural grave de carácter mortal pudiendo ocurrir la caída parcial o total de la estructura[1].

Selección del formulario de recopilación de datos

Existen cinco formularios de recopilación de datos que corresponden a cada región de sismicidad: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta. Los formularios constan de dos niveles y se diferencian por los valores: del sistema de puntuación y de los modificadores de puntaje. Para seleccionar el formulario es fundamental en primera instancia determinar la región de sismicidad[1].

Determinación de la región de sismicidad

La región de sismicidad puede ser definida mediante los valores de respuesta de aceleración espectral para periodos cortos S_S y un segundo S_1 . Estos parámetros están descritos en la tabla 3. Considerar el nivel de sismicidad más alto para definir la región sísmica[1].

Tabla 3. Región de sismicidad a partir de la respuesta de aceleración espectral FEMA P-154.

Región sísmica	Respuesta de la aceleración espectral Período corto o 0.2 segundos	Respuesta de la aceleración espectral Período largo o 1.0 segundos
Baja	Menos de 0.250g	Menos de 0.100g
Moderada	Mayor o igual a 0.250g, pero menos que 0.500g	Mayor o igual a 0.100g, pero menos que 0.200g
Moderadamente alta	Mayor o igual a 0.500g, pero menos que 1.000g	Mayor o igual a 0.200g, pero menos que 0.400g
Alta	Mayor o igual a 1.000g, pero menos que 1.500g	Mayor o igual a 0.400g, pero menos que 0.600g
Muy alta	Mayor o igual a 1.500g	Mayor o igual a 0.600g

Nota: g = aceleración de la gravedad

Fuente: FEMA P-154, 2015, Capítulo 2, pág. 16.

Determinación del tipo de suelo

El tipo de suelo es de gran importancia por estar relacionado con la amplitud y duración del sismo y por ende del daño estructural esperado. Para determinar el tipo de suelo la tabla 4 propuesta por FEMA P-154, presenta la clasificación de los suelos[1].

Tabla 4. Definición de los tipos de suelo FEMA P-154

Tipo de suelo	Velocidad de onda de corte, V_s^{30} (m/s)	Número de golpes estándar, N	Resistencia al corte no drenado superior a los 300m, S_u (kg/m^2)
A. Roca dura	$V_s^{30} > 1524 \text{ m/s}$		
B. Roca	$762 \text{ m/s} < V_s^{30} < 1524 \text{ m/s}$		
C. Suelo muy denso y roca blanda	$366 \text{ m/s} < V_s^{30} < 762 \text{ m/s}$	$N > 50$	$S_u > 9760 \text{ kg/m}^2$
D. Suelo rígido	$183 \text{ m/s} < V_s^{30} < 366 \text{ m/s}$	$15 < N < 50$	$4880 \text{ kg/m}^2 < S_u < 9760 \text{ kg/m}^2$
E. Suelo arcilloso blando	$V_s^{30} \leq 183 \text{ m/s}$	$15 < N$	$S_u < 4880 \text{ kg/m}^2$
	Mas de 3 metros de suelo blando con un índice de plasticidad $PI < 20$, contenido de agua $w > 40\%$ y $S_u < 2440 \text{ Kg/m}^2$		
F. Suelo pobre	Suelos que requieren evaluaciones específicas del sitio. <ul style="list-style-type: none"> • Suelos vulnerables a posibles fallas o colapso bajo carga sísmica, como suelos licuables, arcillas rápidas y altamente sensibles, suelos colapsables débilmente cementados • Más de 3 pies de turba o arcilla altamente orgánica • Arcillas de muy alta plasticidad ($7.5 \text{ m con } PI > 75$). • Más de 36.5 m de arcillas blandas o semirrígidas. 		

Fuente: FEMA P-154, 2015, Capítulo 2, pág. 30.

Tipos de edificios de FEMA P-154 y puntajes básicos

Son 17 tipos de sistema estructural que considera FEMA P-154 y se exponen en la tabla 5, para la inspección visual rápida, este parámetro es trascendental para llevar a cabo la evaluación sísmica y por ende debe ser definido con precisión[1].

Tabla 5. Tipología del sistema estructural FEMA 154

TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL	
W1	Estructuras de madera ligera una o más viviendas de una o más plantas.
W1A	Edificios residenciales de madera ligera de varias unidades y varios pisos, el área de cada piso de más de 3000 pies cuadrados.
W2	Edificios comerciales e industriales con pórtico de madera con una superficie de más de 5000 pies cuadrados.
S1	Edificios con pórticos de acero resistentes a momentos.
S2	Edificios arriostrados con pórticos de acero.
S3	Construcciones livianas de metal.
S4	Edificios con pórticos de acero con muros de corte de hormigón colado.
S5	Edificios con estructuras de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzado.
C1	Edificios con pórticos de hormigón resistente a momentos.
C2	Edificios de muros de corte de hormigón.
C3	Edificios con pórticos de hormigón con paredes de rellenos de mampostería no reforzada.
PC1	Edificios inclinados
PC2	Edificios prefabricados de hormigón armado.
RM1	Edificios de mampostería reforzados con diafragmas flexibles.
RM2	Edificios de mampostería reforzados con diagramas rígidos.
URM	Edificios de muros de mampostería no reforzados
MH	Vivienda prefabricada.

Fuente: FEMA P-154, 2015, Capítulo 2, pág. 21.

Para identificar el tipo de edificio o sistema estructural se puede seguir los siguientes pasos básicos:

1. Distinguir el sistema de gravedad. ¿La edificación mayormente es de acero, hormigón, madera o mampostería?[1]
2. Diferenciar el tipo de sistema estructural. ¿Puede que el sistema de resistencia sea un marco, un marco reforzado o un muro de apoyo?[1]
3. En base a los pasos anteriores eliminar las tipologías que no coincida con la información recopilada.[1]

Puntaje básico

A cada tipo de edificación le corresponde una puntuación en base a funciones de valoración de daños y pérdidas que refleja la probabilidad aproximada del colapso del edificio en caso de la ocurrencia de un sismo raro. Estos puntajes están expuestos en el formulario de recopilación de datos de nivel 1[1].

Modificadores de puntuación

Están relacionados con las características constructivas del edificio y están contenidos en la matriz de puntuación mostrado en la tabla 1 como parte del formulario de nivel 1. Las características del edificio pueden afectar positiva o negativamente al edificio y por tanto los valores de los modificadores de puntuación se suman o restan al puntaje básico según corresponda[1].

Puntuación mínima, SMIN

El puntaje mínimo, es estimado en base a las peores condiciones en las que se puede presentar un edificio y se muestra en la tabla 1 [1].

Puntuación final de nivel 1, SL1

Se calcula adicionando los modificadores de puntaje al puntaje básico y en caso de obtener resultados negativos indicaría una probabilidad de colapso superior al 100%, por ello debe ser comparado con el puntaje mínimo y si es menor entonces se adopta el SMIN. Cuando

no se sabe con certeza el tipo de sistema estructural, se eliminan los que no estén relacionados y se calcula para cada sistema estructural el SL1 y se adjudica el de menor valor[1].

Formulario de recopilación de datos de nivel 2

Es opcional, debe ser desarrollado por profesionales expertos en diseño sísmico se debe mantener la región de sismicidad del Nivel 1, el nombre y la puntuación de nivel 1 SL1 se registran en la parte superior[1].

El puntaje SL1, contiene los modificadores de irregularidades en planta y elevación PL1 y VL1, estos se eliminan para que se pueda emplear modificadores de puntuación de irregularidad más depurados que corresponden al nivel 2 VL2 y PL2. La puntuación de referencia ajustada S' se calcula restando del SL1 el PL1 y VL1, que es la base para la puntuación de este nuevo nivel. Hay que tener en cuenta que no se incluye el puntaje mínimo del nivel 1[1].

El llenado del formulario responde a una serie de afirmaciones que infieren sobre las irregularidades en planta y verticales, al golpeteo de estructuras adyacentes y a la adaptación sísmica. En caso de corroborar la afirmación se encierra el modificador, de no ser el caso se tacha el modificador de puntuación. El evaluador debe documentar los subtotales PL2 y VL2 correspondiente a las irregularidades en planta y elevación respectivamente, además el subtotal M que asocia a los demás modificadores de puntuación del nivel 2 como lo son la redundancia, el golpeteo entre estructuras, las adiciones estructurales, reforzamientos y algunos parámetros particulares de cada tipo de edificación[1].

Determinación de la puntuación final de nivel 2

La puntuación final de nivel 2, SL2 corresponde a la suma del puntaje de referencia ajustado S' con los subtotales de los modificadores de puntaje del nivel 2, PL2, VL2 y M. Está sujeta al puntaje mínimo SMIN presentado en el nivel 1. Cabe resaltar que las puntuaciones suelen o podrían ser mayores a las del nivel 1. La puntuación del nivel 2 representa una precisión superior del desempeño sísmico esperado[1].

El formulario de nivel 2 contiene un apartado para la evaluación de los elementos no estructurales, respondiendo a afirmaciones acerca de peligros no estructurales que valoran el desempeño sísmico no estructural esperado[1].

1.2.3.5.2 Inspección visual rápida NEC 2015

La guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la NEC 2015, establece el procedimiento: Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes. Pre-evento. Este procedimiento está basado en FEMA 154, consiste en una inspección de campo, donde se recolecta la información necesaria para categorizar a un edificio de baja, media o alta vulnerabilidad, mediante el llenado de un formulario[3].

Este proceso tiene tres etapas: Planificación, es decir definir el presupuesto, capacitación del evaluador, reconocimiento del lugar, identificación del edificio y obtención de planos, de ser posible. La siguiente etapa es Recopilación de datos o llenado del formulario que se presenta en la tabla 6, que detalla campos como: ubicación, número de pisos, año de construcción, esquema estructural, tipo de sistema estructural, modificadores: los cuales alteran el rendimiento del edificio, en base a la información recolectada y finalmente la etapa de Interpretación[3].

Dentro de la planificación es recomendable en caso de ser posible solicitar los planos arquitectónicos y estructurales del edificio, lo que permitirá reconocer con anterioridad la edad, altura, tipo de sistema y la configuración estructural, que se constatará in situ. Otro de los trabajos previos imprescindibles es la identificación del tipo de suelo[3].

El llenado del formulario no demanda un análisis estructural y se efectuará durante la inspección de campo, requerirá de unos 15 a 30 minutos por edificio, en caso de facilitarse el ingreso a la edificación el tiempo oscilará entre 30 a 60 minutos. Los resultados además permitirán el desarrollo de programas de atenuación de riesgos para una región específica, así como también el registro según el uso del edificio[3].

Tabla 6. Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
DATOS DE EDIFICACION:														
Dirección:														
Nombre de la edificación:														
Sitio de referencia:														
Tipo de uso:										Fecha de evaluación:				
Año de construcción:										Año de remodelación:				
Área construida en m ² :										Número pisos:				
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador:														
C.I.:														
Registro SENESCYT:														
Fotografía:														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado				C1	Pórtico acero laminado				S1			
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales				C2	Pórtico acero laminado con diagonales				S2			
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo				C3	Pórtico acero doblado en frío				S3			
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX						H. Armado prefabricada				PC	Pórtico acero con paredes mampostería		
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial				Firma responsable Evaluación									
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
OBSERVACIONES. –														

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

Identificación del sistema estructural

En la tabla 7 se presentan 13 grupos de sistemas estructurales que comúnmente se construyen en Ecuador y están representados con códigos. En caso de no poder identificar el sistema estructural se hace lo posible por eliminar los sistemas que no corresponderían por ningún motivo al caso de estudio y se evaluara los restantes y se tomara el cálculo final, S de menor valor[3].

Tabla 7. Tipología de sistemas estructurales de la 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 hormigón armado	S4
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

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

130.

Puntaje básico para el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 2015.

Para cada tipología estructural se ha adjudicado una puntuación que refleja la probabilidad de daño y pérdida de una edificación, en base a FEMA 154 y 155, estos valores se denominan índice de peligro estructural o puntaje básico y se presenta en la tabla 6.

Modificadores para el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 2015.

Estos son los valores que alteran el puntaje final, están asociados a los parámetros que condicionan el desempeño sísmico del edificio, como la altura, la presencia de irregularidades, el código de construcción y el tipo de suelo. Como se ve en la tabla 6, estos varían de acuerdo con el tipo de sistema estructural y en caso de no incidir en determinado tipo de sistema estructural se indica que no es aplicable con N/A [3].

Puntaje final, S y Grado de vulnerabilidad sísmica

El puntaje final, S es una estimación de cuan probable es que la estructura colapse por el suceso de un movimiento sísmico, como se detalló esta puntuación está influenciada por las características de configuración estructural del edificio[3]. Con base a S, se determina el grado de vulnerabilidad aproximado del edificio de acuerdo con la tabla 8.

Tabla 8. Grado de vulnerabilidad sísmica.

$S < 2.0$	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial.
$2.0 < S < 2.5$	Media vulnerabilidad
$S > 2.5$	Baja vulnerabilidad

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

145.

1.2.3.6 Análisis cuantitativos

Los análisis cuantitativos son medios a través de los cuales se puede determinar el comportamiento de una estructura frente a las sollicitaciones que la afectan, tanto internas como externas, siendo las más representativas las de peso propio o los movimientos sísmicos respectivamente. Para ello se elaboran modelos matemáticos de la estructura con la mayor cercanía a la representación de la realidad de los materiales y del sistema estructural del caso de estudio.

Abordando el contexto de los métodos para desarrollar un análisis estructural sísmico este se puede clasificar en lineal y no lineal. A su vez, cada uno de estos se dividen en estáticos y dinámicos. Los métodos estático y dinámico lineal se limitan al rango elástico conociendo la ductilidad de los materiales. En cuanto al métodos estático y dinámico no lineal representan el comportamiento de la estructura más allá de su punto de fluencia hasta alcanzar el colapso [6].

1.2.3.6.1 Análisis estático lineal (Estático equivalente)

En este análisis se considera que el efecto del sismo está representado por las cargas laterales que son equivalentes al cortante basal, y que es transmitido a la base de la estructura y se obtiene a partir del peso total de la estructura y la aceleración que

proporciona el suelo. En el caso de edificios regulares en donde el primer modo es el fundamental generalmente la distribución de la carga es vertical bajo un patrón triangular y aplicado al centro de masas de cada piso[6], como muestra en la figura 2.

La NEC, 2015 establece una serie de parámetros para el cálculo de la cortante basal y se calcula mediante la ecuación:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W \quad \text{Ec. (1), NEC-SE-DS, 2015}$$

Donde:

V : Cortante basal de diseño.

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_P\phi_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

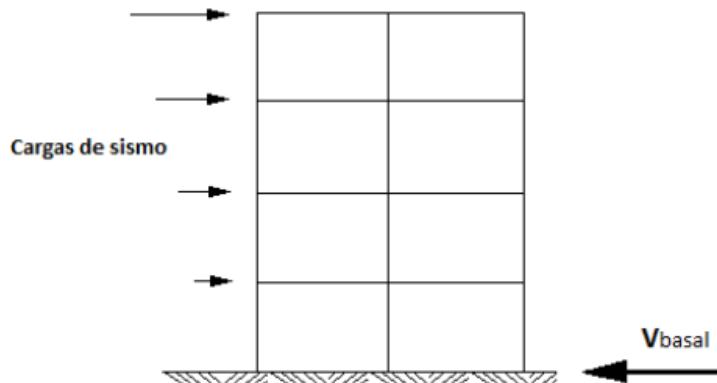
I : Coeficiente de importancia.

R : Factor de reducción de resistencia sísmica.

W : Carga sísmica reactiva

T_a : Período de vibración

Figura 2. Distribución vertical triangular de la cortante basal.



Fuente: I. Paredes y B. Pachar, *Estudio de la vulnerabilidad sísmica de las ocho estructuras del MIDENA, mediante la metodología FEMA P-154, y propuesta de reforzamiento estructural en la edificación más vulnerable*, 2019, Capítulo 2, pág. 18.

1.2.3.6.2 Análisis dinámico lineal

Es básicamente un estudio de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que son provocados por la fuerza de sismo considerada y que produce deformaciones en la estructura. El procedimiento es en parte igual al estático lineal, la diferencia radica en que las fuerzas laterales que representan la carga de sismo aplicada en la estructura pueden ser determinadas a partir de un análisis tiempo historia, en base a acelerogramas de movimientos sísmicos reales y característicos de la zona donde se implantará el edificio. La fuerza sísmica puede estar representada también por el espectro sísmico de respuesta elástico como se expone en la NEC 2015[6].

1.2.3.6.3 Análisis modal espectral

Es un proceso que define la respuesta dinámica de la estructura en términos de frecuencia, amortiguamiento y modos de vibrar englobados dentro de un intervalo de frecuencias determinado. Es importante resaltar que una estructura tiene características propias tales como modos de vibrar, frecuencias naturales y su periodo fundamental que deriva fundamentalmente de la masa y rigidez de la estructura en estudio[6].

1.2.3.6.4 Análisis Estático No Lineal (NSP) o *Pushover*

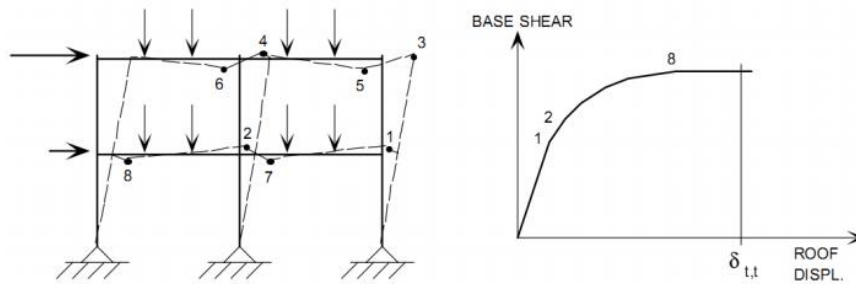
El análisis estático no lineal o *pushover*, es un proceso numérico para evaluar la reacción de una estructura al aplicar una fuerza horizontal, representada por medio de un patrón de cargas definido, el cual de manera iterativa aumenta hasta alcanzar el colapso de la estructura. Este proceso es controlado por medio de una variable que generalmente es el desplazamiento en el último piso de la edificación y está relacionado con la fuerza cortante aplicada en la base del edificio. [18].

El proceso del *pushover* se desarrolla a partir del supuesto que la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad MDOF puede ser representado por la respuesta de sistemas equivalentes de un solo grado de libertad SDOF. En el proceso por cada iteración se establece el equilibrio estático con el fin de estimar la respuesta de la estructura a la que se aplica un incremento de carga lateral. Por cada transición de la intensidad de la fuerza se registrará la formación de rótulas plásticas y el daño en los

elementos estructurales. También se controla la resistencia estructural y se ajusta la matriz de rigidez con los valores modificados por el cambio en la fuerza lateral, hasta conseguir el desplazamiento objetivo[14].

El objetivo de desarrollar un pushover es obtener la curva de capacidad como se muestra en la figura 3, para posteriormente evaluar la demanda, como es el caso de las derivas de piso, la deformación de los elementos y fuerzas dentro de este estado. Estos aspectos considerados demandas se comparan con los valores aceptables para evaluar el desempeño[19].

Figura 3. Ilustración de un análisis pushover.



Fuente: V. Toledo Espinoza, Ingeniería Basada en Desempeño, 2011, pág. 18.

Consideraciones para la modelización y análisis

La relación fuerza cortante en la base versus el desplazamiento en el nodo de control, debe regularse dentro de un rango de desplazamiento del nodo de control 0 a 150 % del desplazamiento objetivo, δ_t [20].

Las cargas de gravedad de los elementos serán incorporadas al modelo matemático, para su posterior combinación con las fuerzas sísmicas. Las fuerzas sísmicas deben ser asignadas en la dirección positiva, así como también, en la dirección negativa. Para el análisis se emplearán los efectos sísmicos máximos[20].

En caso de que los efectos por gravedad y sismo no se contrarresten, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad \text{Ec. (2), ASCE/SEI 41-17, 2017.}$$

Las cargas por gravedad en caso de que los efectos por sismo y gravedad sean contrarios, se calcula de acuerdo con:

$$Q_G = 0.9Q_D \quad \text{Ec. (3), ASCE/SEI 41-17, 2017}$$

Donde:

Q_D : Cargas muertas y peso propio.

Q_L : Cargas vivas efectivas, igual al 25% de las cargas vivas de diseño no reducidas.

Q_S : Cargas de nieve efectivas, contribución al peso sísmico efectivo del edificio.

La discretización del modelo de análisis es fundamental para dar conocer la respuesta carga-deformación de cada elemento a lo largo de su longitud para determinar la localización de acciones inelásticas. El modelo debe estar constituido por los componentes primarios y secundarios resistentes a fuerzas sísmicas[20].

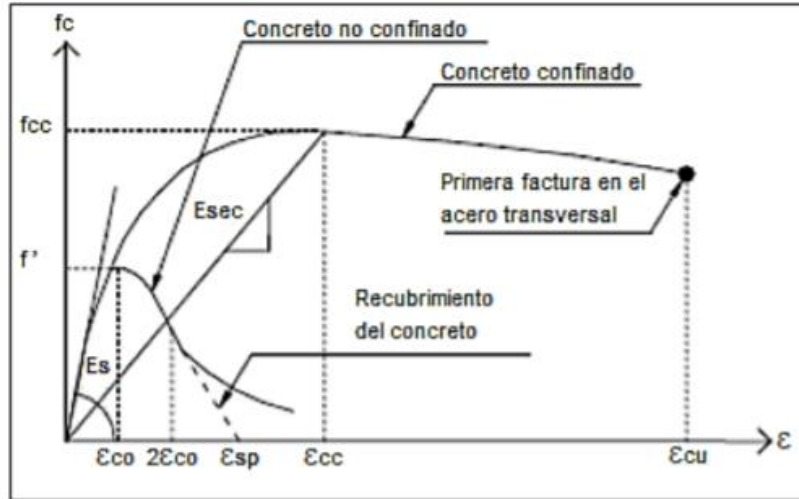
Comportamiento no lineal de los materiales

El comportamiento de los materiales es caracterizado por leyes constitutivas. Como es el caso de las curvas tensión-deformación, que describen la conducta no lineal de los materiales[5].

Modelo de Mander

Este modelo es empleado para hormigón confinado. Esta determinado por una curva continua, que describe tanto el incremento de la capacidad de deformación del hormigón, así como también el aumento en la resistencia última a compresión. La deformación unitaria ultima en este modelo es la respuesta de las grandes deformaciones ocasionadas por la fractura del refuerzo transversal, dejando sin confinamiento al núcleo del concreto[21]. En la figura 4, se muestra la curva esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado establecido por Mander 1988.

Figura 4. Curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado a compresión.



Fuente: J. B. Mander, et al, *Theoretical Stress-Strain model for confined concrete*, *Journal of Structural Engineering*, Vol 114, Edición 8, 1988, pág. 1807.

La curva esfuerzo deformación propuesta por Mander 1988, se define a través de las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{x \cdot r \cdot f'_{cc}}{r - 1 - x^r} \quad \text{Ec. (4), J. B. Mander, et al,1988.}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \text{Ec. (5), J. B. Mander, et al,1988.}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec. (6), J. B. Mander, et al,1988.}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad \text{Ec. (7), J. B. Mander, et al,1988.}$$

Donde:

f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado.

f'_{co} : Resistencia máxima del concreto no confinado.

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto.

ϵ_{cu} : Deformación unitaria última.

ϵ_{co} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto, f'_{co} .

ϵ_{sp} : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante, f'_{cc} .

E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado.

E_{cc} : Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

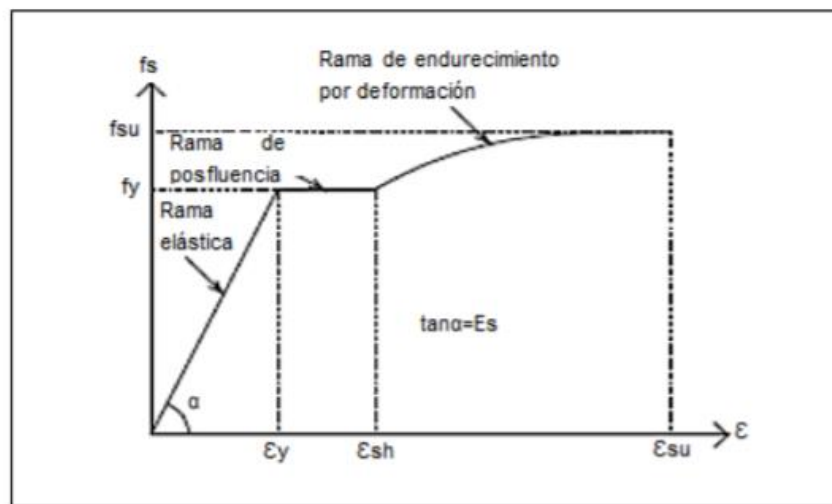
El f'_{cc} depende de la fuerza lateral de confinamiento efectivo f_{le} y del tipo de estribo de confinamiento empleado.

Modelo de Park y Paulay

El modelo esfuerzo deformación del acero en tensión está compuesto por tres secciones, la primera la sección elástica lineal, en donde la pendiente de la curva es el módulo de elasticidad del acero E_s , la sección de post fluencia a esfuerzo constante y la sección de endurecimiento por deformación, en la cual se incrementa la resistencia hasta lograr el esfuerzo máximo.

El modelo de Park y Paulay 1975, describe el comportamiento del acero de refuerzo[22], en la figura 5, se muestra la curva esfuerzo deformación del acero.

Figura 5. Curva esfuerzo deformación del acero a tensión



Fuente: R. Park y T. Paula. Reinforced concrete structures, 1975, pág 41.

El modelo de Park y Paulay 1975 [22], se describe como se muestra a continuación:

Sección elástica: $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = \varepsilon_s E_s \quad \text{Ec. (8), Park y Paulay, 1975.}$$

Plataforma de fluencia: $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \quad \text{Ec. (9), Park y Paulay, 1975.)}$$

Sección de endurecimiento: $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad \text{Ec. (10), Park y Paulay, 1975.}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y} \right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad \text{Ec. (11), Park y Paulay, 1975.}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad \text{Ec. (12), Park y Paulay, 1975.}$$

Donde:

ε_s : Deformación del acero.

f_s : Esfuerzo del acero.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f_u : Esfuerzo de fractura del acero.

ε_y : = Deformación de fluencia.

ε_{sh} : Deformación de endurecimiento.

ε_{su} : Deformación de fractura.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

Rótula plástica

La rótula plástica puede ser descrita como un punto en el cual el mayor momento a flexión producido por las sollicitaciones generadas por el movimiento sísmico no puede ser soportado, ocasionando que empiece a rotar[23].

Es importante la asignación de rotulas plásticas en los elementos estructurales, para conseguir la redistribución de los esfuerzos que han vencido el momento de agrietamiento a los elementos más próximos a las rótulas, esto con el fin de permitir a la estructura inmiscuirse en el rango no lineal[24].

Según, Paulay y Priestley 1992, la ecuación para colocar las rotulas plásticas a lo largo de los elementos estructurales, se formula de la siguiente forma:

$$L_p = 0.08 \cdot L + 0.002 \cdot db \cdot f_{yd} \quad \text{Ec. (13), Paulay y Priestley, 1992.}$$

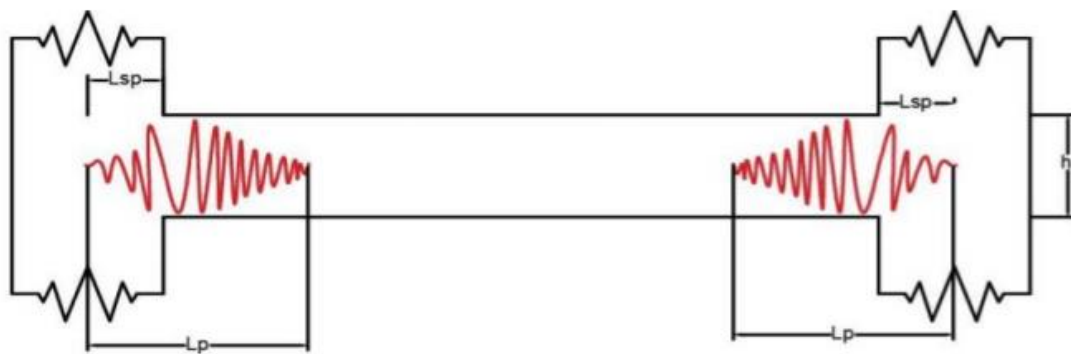
Donde:

L : Luz libre del elemento (m)

db : Diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión (m).

f_{yd} : Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa).

Figura 6. Longitud de plastificación

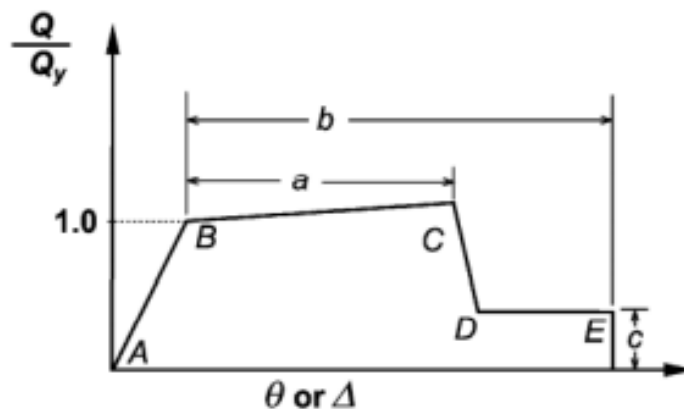


Fuente: C. Reyes, *Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas*, 2020, Capítulo 1, pág. 13.

Relaciones generalizadas-carga deformación para elementos de hormigón o componentes

Para el análisis estático no lineal es fundamental conocer cómo actúan los componentes y elementos estructurales, al incrementarse las deformaciones a medida que se incrementan las cargas aplicadas. El ASCE 41-17 propone el uso de relaciones generalizadas carga-deformación como se muestra en la figura 7. para describir este comportamiento. Las deformaciones podrán expresarse de forma directa empleando términos como la deformación, curvatura, rotación o elongación[20].

Figura 7. Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de concreto o componentes.



Fuente: ASCE 41 -17. Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes, 2017, Capítulo 7, pág. 117.

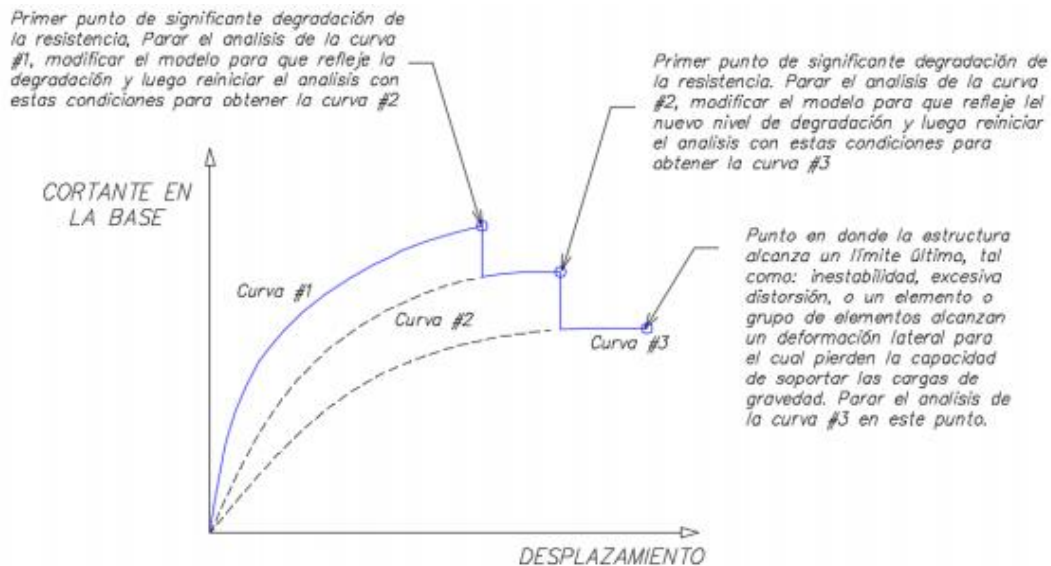
Dichas relaciones deberán representar la respuesta lineal a partir de A, donde el componente no está cargado, hasta B que define la fluencia efectiva, el tramo de B a C expresará la respuesta lineal en la rigidez reducida, el segmento hasta D mostrará la súbita reducción en la resistencia a cargas laterales, seguido se presentará la reducción de resistencia hasta E y finalmente una pérdida de resistencia última descrita con el parámetro c. Los parámetros a y b serán referidos a la deformación plástica[20].

1.2.3.7 Capacidad

La capacidad total de una estructura deriva de la resistencia y del potencial de deformación de los elementos individuales de la estructura más allá del límite elástico. Para obtener la capacidad de una estructura es necesario desarrollar un análisis no lineal, entre ellos se halla el Análisis Estático No Lineal NSP o *Pushover*[25].

En el proceso del *pushover*, la estructura se va modificando para contemplar la reducción de la rigidez de los elementos cuyo límite de fluencia ha sido igualado o superado, entonces se incrementa la carga externa hasta conseguir que la estructura se vuelva inestable o alcance el límite predeterminado, obteniéndose la curva de capacidad [25], como se muestra en la figura 8.

Figura 8. Curva de capacidad degradada.



Fuente: ATC 40, 1996, Capítulo 8, pág. 7.

1.2.3.6.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad es un diagrama obtenido del pushover y que representa la relación entre la fuerza cortante en la base del edificio y el desplazamiento en el techo del edificio[25].

Cada punto de la curva pushover que se presenta en la figura 8, expresa un estado de deformación inducido por la fuerza externa aplicada. La gráfica de la curva pushover facilita obtener sugerencias acerca de elementos débiles y los modos de daño estructural[14].

1.2.3.6.2 Espectro de capacidad

El espectro de capacidad presentado en la figura 9, puede ser construido en base a la curva de capacidad, la cual se transforma al formato de Espectro de Respuesta de Aceleración y Desplazamiento o *ADRS*. Y por medio de la representación bilineal de dicho espectro se pueden establecer estados de daño[18].

Para obtener el espectro de capacidad se realiza la conversión de la curva de capacidad al formato de Espectro de Respuesta de Aceleración y Desplazamiento o *ADRS*. Es decir, a coordenadas espectrales S_a y S_d [25], empleado las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec. (14), ATC 40, 1996.}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo 1}} \quad \text{Ec. (15), ATC 40, 1996.}$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad \text{Ec. (16), ATC 40, 1996.}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad \text{Ec. (17), ATC 40, 1996.}$$

Dónde:

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 : Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural

S_{ai} : Aceleración espectral

S_{di} : Desplazamiento espectral

w_i / g : Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i

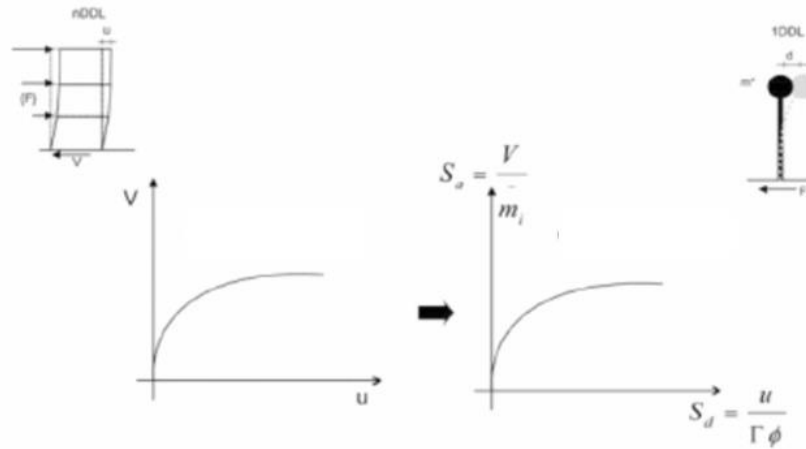
N: Nivel N, el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura

V_i : Cortante basal

W: Peso muerto del edificio más probable carga viva

Δ_{techo} : Desplazamiento del techo

Figura 9. Espectro de capacidad

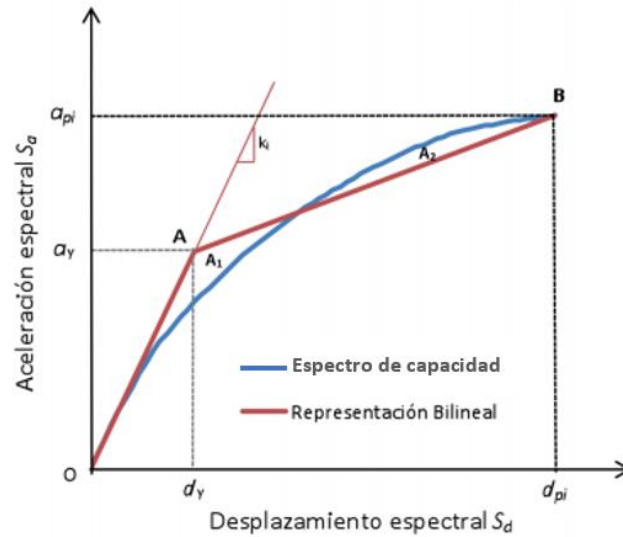


Fuente: P. Guéguen, *Seismic Vulnerability of Structures*, 2013, Capítulo 2, pág. 67.

1.2.3.6.3 Representación bilineal del espectro de capacidad

La representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para llevar a cabo la estimación del amortiguamiento efectivo y reducir el espectro de demanda [25]. Con esta representación idealizada se pretende conseguir un punto de fluencia A con coordenadas a_y, d_y y un aparente punto de desempeño B de coordenadas a_{pi}, d_{pi} como se expone en la figura 10. Esta curva deberá ser validada cumpliendo que el valor del área de la curva bilineal tenga un error menor al 5% con respecto al valor de la curva original[5].

Figura 10. Representación bilineal del espectro de capacidad



Fuente: R. Medina y J. Music. *Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. Obras y Proyectos, Edición 23, 2018, pág. 71.*

1.2.3.7 Demanda

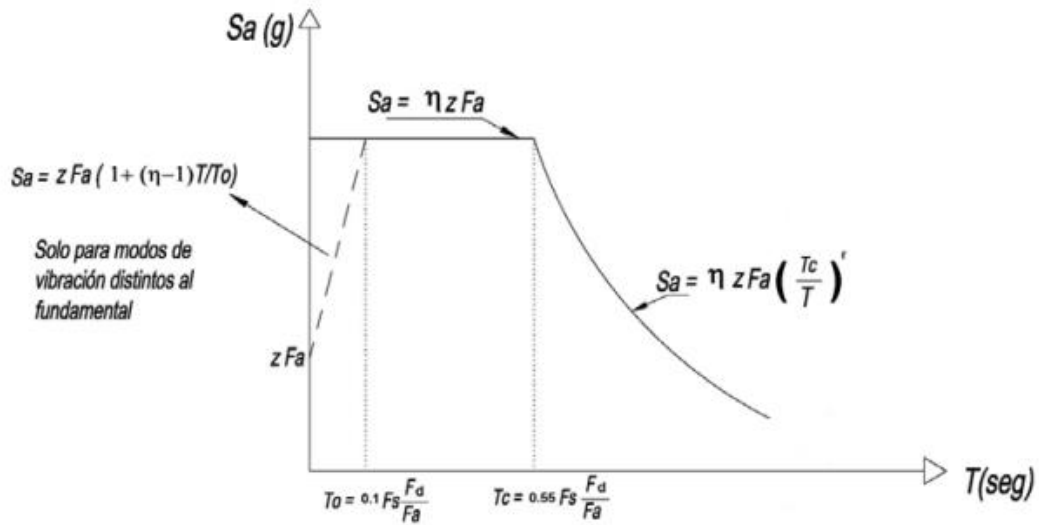
La demanda dentro del análisis lineal está representada por las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura[25]. Sin embargo, en el análisis no lineal, la demanda es el cálculo aproximado de los máximos desplazamientos de la estructura ante el movimiento del suelo [26].

1.2.3.7.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Según la NEC de Peligro sísmico Diseño Sismo Resistente 2015 [12], el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , mostrado en la figura 11 es expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para un determinado nivel de sismo de diseño y está condicionado por:

- Factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo donde se emplazará la estructura
- Coeficientes de amplificación del suelo F_a, F_d, F_s

Figura 11. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Fuente: NEC-SE-DS, 2015, pág. 33.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , depende del periodo o modo de vibración de la estructura, y está referido a una fracción de amortiguamiento del 5% respecto al crítico.

Curvas de peligro sísmico

En el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales y otras obras distintas a las edificaciones según la NEC de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente 2015, requieren utilizar diferentes niveles de peligro sísmico sujetos a la comprobación de los diferentes niveles de desempeño[12].

Las curvas de peligro sísmico son la representación de la aceleración sísmica en el terreno PGA para un determinado nivel de probabilidad anual de excedencia. La NEC-SE-DS del 2015 proporciona la curvas de peligro sísmico para cada capital de provincia, para verificar el cumplimiento de los niveles de desempeño sísmico [12].

1.2.3.7.2 Niveles de amenaza sísmica

Con el objeto de asegurar que las estructuras se conserven operacionales después de un sismo la NEC de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente 2015 sugiere, limitar los daños estructurales mediante la verificación del desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica clasificados de acuerdo a la probabilidad de excedencia[12], como se muestra en la tabla 9.

Tabla 9. Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0040

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, pág. 41.

1.2.3.7.3 Espectro de demanda

Para poder transformar un espectro de respuesta S_a vs T , al formato de Espectro de Respuesta de Aceleración y Desplazamiento o *ADRS*, se requiere definir el valor S_{di} para cada punto de la curva S_{ai}, T_i mediante la ecuación propuesta por el ATC 40 [25]:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad \text{Ec. (18), ATC 40, 1996.}$$

Donde:

S_{di} : Desplazamiento espectral

S_{ai} : Aceleración espectral

T_i : Periodo de vibración de cada punto

El FEMA 440, propone una mejora y para ello es necesario determinar el factor de reducción $B(\beta_{eff})$ de la curva $ADRS(\beta_0)$. Esto con el fin reducir la aceleración espectral $(S_a)_0$ a una aceleración espectral efectiva $(S_a)_\beta$, aplicando el amortiguamiento efectivo β_{eff} y consiguiendo la curva de demanda reducida $ADRS(\beta_{eff})$ [5] como se muestra en la figura 15.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ec. (19), FEMA 440, 2005.}$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} (\text{en } \%) \quad \text{Ec. (20), FEMA 440, 2005.}$$

Donde:

$(S_a)_\beta$: Aceleración espectral efectiva

$(S_a)_0$: Aceleración espectral inicial

$B(\beta_{eff})$: Factor de reducción

1.2.3.8 Desempeño

El desempeño, es la verificación del grado de daño esperado en los elementos estructurales y no estructurales para una demanda sísmica establecida[25].

1.2.3.8.1 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño toman en cuenta ciertas particularidades como el daño físico en los componentes estructurales y no estructurales, que tan comprometida esta la seguridad de vida de los ocupantes o las afectaciones en la funcionalidad del edificio generalmente comprobando el estado de los servicios básicos[5].

El ASCE/SEI 41-17, combina un nivel de desempeño estructural con un nivel de desempeño no estructural para establecer los diferentes niveles de desempeño sísmico de un edificio[20], los cuales se describen a continuación:

Nivel de desempeño para edificios “Operacional” (1-A)

En este nivel los edificios esperan un mínimo o nada de daño en sus elementos estructurales y no estructurales. Consecuentemente, el edificio es apto para su ocupación y funcionamiento normal, pero podría surgir dificultades relacionadas a los servicios de agua, energía entre otros. Este nivel representa un riesgo muy bajo para la seguridad de vida.

Nivel de desempeño para edificios “Ocupación Inmediata” (1-B)

En este nivel el daño esperado es mínimo o ninguno en los elementos estructurales, a su vez se espera un daño mínimo en los elementos no estructurales del edificio. Sugiere que la ocupación inmediata puede ser segura, pero la funcionalidad de los sistemas no estructurales podría ser afectada. Por lo tanto, es necesario la limpieza, reparación y restauración de los servicios. Para este nivel el riesgo a la seguridad de vida es muy bajo.

Nivel de desempeño para edificios “Seguridad de Vida” (3-C)

En este nivel tanto los elementos estructurales como los no estructurales pueden experimentar daños. Posiblemente el edificio puede demandar una reparación antes de rehabitarlo, dicha reparación puede no ser factible. El riesgo a la seguridad de vida correspondiente a este nivel de desempeño es bajo.

Nivel de desempeño para edificios “Prevención de colapso” (5-E)

Este nivel desempeño representa la falla en los elementos no estructurales, sin embargo el edificio no colapsa, lo que resulta en grandes pérdidas económicas y considerable riesgo para la seguridad de vida para sus ocupantes.

1.2.3.8.2 Objetivo de desempeño

Un objetivo de desempeño se lo puede definir como el grado de daño o nivel de desempeño esperado para el nivel de amenaza sísmica que se haya considerado [5].

La NEC 2015, ha establecido un objetivo de desempeño para la estructuras esenciales y estructuras de ocupación especial las cuales se describen en la siguiente tabla:

Tabla 10. *Objetivos de desempeño para estructuras de ocupación especial y esencial.*

Tipo de estructura	Nivel de Amenaza	Objetivo de desempeño
Ocupación especial	Muy Raro(severo) Tr=2500 años	Prevención de colapso
Esencial	Raro(severo) Tr=475 años	Seguridad de vida
	Muy raro (extremo) Tr= 2500 años	Prevención de colapso

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, pág. 42.

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California *SEAOC* constituyo el Comité Visión 2000, desarrollando lineamientos para la determinación del desempeño sísmico de una edificación para ello determina objetivos de desempeño mínimos dependiendo del tipo de estructura[27].

- Estructuras críticas (rojo), son construcciones que albergan materiales considerados peligrosos.
- Estructuras esenciales (amarillo), se encuentran dentro de esta categoría hospitales, bomberos, destacamentos militares, etc.
- Estructuras básicas (azul), referido a oficinas y residencias.

Tabla 11. *Objetivos de desempeño según SEAOC, Comité Visión 2000.*

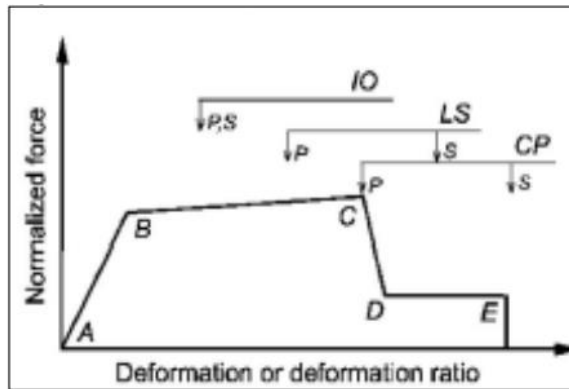
Nivel de sismo	Objetivo de desempeño			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente	●			
Ocasional	●	●		
Raro	●	●	●	
Muy Raro		●	●	●

Fuente: Aguiar. R. *Análisis Sísmico por Desempeño*, 2013, pág. 28.

1.2.3.8.3 Evaluación del desempeño

Para la evaluación del desempeño de la estructura se la puede efectuar según los criterios de aceptación de los niveles de desempeño[28]. Estos son representados por medio de una escala de colores mostrada en la gráfica de la deformada de la estructura ya que se forman rótulas plásticas en los elementos principales de la estructura como vigas, columnas o muros, además de la obtención del punto de desempeño de la estructura esto mediante el análisis estático no lineal o *pushover*.

Figura 12. Criterios de aceptación de deformación de elementos

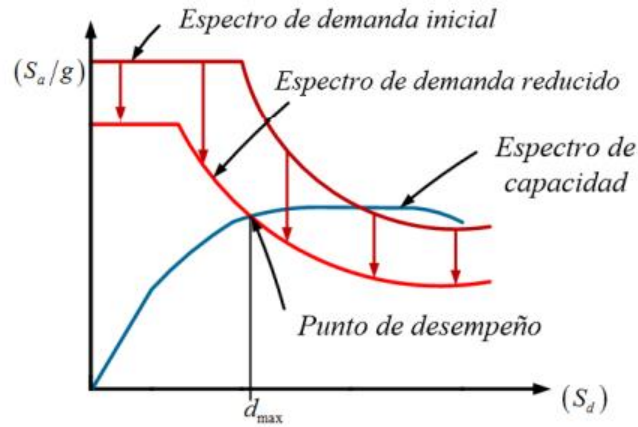


Fuente: ASCE/SEI 41-17, 2017, pág. 117.

1.2.3.8.4 Punto de desempeño

Una vez obtenida la capacidad y la demanda la intersección entre estas proporciona el punto de desempeño [25]. Existen varios procedimientos para calcular el punto de desempeño, entre ellos el Método del Espectro de Capacidad MEC desarrollado por el ATC 40 el cual ha sido mejorado en el informe FEMA 440, el cual manifiesta que el punto de desempeño se obtiene de la intersección de la curva de capacidad bilineal y la curva de demanda modificada MADRS[2]. Este procedimiento ha sido desarrollado con mayor detalle en los apartados 1.2.3.9.

Figura 13. Punto de desempeño



Fuente: E. Mamani. Determinación del nivel de desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles en la ciudad de Juliaca, 2018, Capítulo 2, pág. 49.

1.2.3.9 Método del Espectro de Capacidad MEC

El Método del Espectro de Capacidad es una forma de linealización equivalente [2]. Es un procedimiento gráfico para obtener el punto de desempeño de la estructura, mediante la sobreposición de la curva de capacidad bilineal de la edificación y la curva de demanda modificada [5].

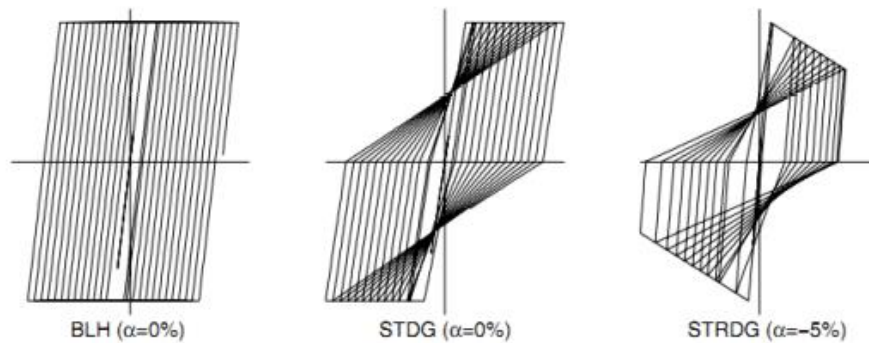
Cuando empleamos linealización equivalente en la ejecución de un análisis estático no lineal que modela la respuesta no lineal de una estructura a partir de un oscilador SDOF, según FEMA 440 [2]: “El objetivo es estimar el máximo desplazamiento de respuesta del sistema no lineal con un “equivalente” sistema lineal, usando un periodo efectivo, T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo, β_{eff} ”. Tanto como el amortiguamiento como el periodo mencionados son los llamados parámetros de linealización equivalente y son funciones de la ductilidad.

1.2.3.9.1 Parámetros de linealización equivalente

Son calculados a partir de un análisis estadístico, que tiene la finalidad de contrarrestar la diferencia de la respuesta del sistema inelástico actual con la respuesta del sistema lineal equivalente [2].

Para la estimación de estos parámetros FEMA ha considerado diferentes sistemas histéricos inelásticos mostrados en la figura 14, el primero de ellos la histéresis bilineal (BLH), el segundo la degradación de la rigidez (STDG) y el tercero el modelo de degradación de la rigidez (STRDG). FEMA recalca que un valor negativo en la relación de la rigidez post elástica (α), corresponde a una degradación en el ciclo [2].

Figura 14. Tipos de comportamiento inelástico.



Fuente: FEMA 440, 2005, Capítulo 6, pág. 2.

Amortiguamiento efectivo

Para el cálculo del amortiguamiento efectivo viscoso desarrollado conforme a un porcentaje del amortiguamiento crítico, tomando en cuenta cada tipo de modelo histérico y cada rigidez post elástica α [2], se presenta las siguientes ecuaciones clasificadas de acuerdo a la ductilidad μ :

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. (21), FEMA 440, 2005.}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. (22), FEMA 440, 2005.}$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ec. (23), FEMA 440, 2005.}$$

Donde:

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo.

T_{eff} : Período efectivo

T_0 : Período inicial de vibración del sistema no lineal

β_0 : Demanda inelástica inicial con amortiguamiento.

Los coeficientes de A a F en las ecuaciones están función de las características de la curva de capacidad expresados de acuerdo al tipo de modelo histerético y rigidez post elástica α , de cada oscilación y se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 12. Coeficientes de las ecuaciones de amortiguamiento efectivo.

Coeficientes empleados en las ecuaciones de amortiguamiento efectivo							
Modelo	α (%)	A	B	C	D	E	F
Histéresis bilineal	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Histéresis bilineal	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Histéresis bilineal	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Histéresis bilineal	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Histéresis bilineal	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Degradación de la rigidez	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Degradación de la rigidez	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Degradación de la rigidez	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Degradación de la rigidez	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Degradación de la rigidez	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Degradación de la rigidez	-3a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Degradación de la rigidez	-5a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Los valores negativos de la rigidez post-elástica deben limitarse a $\alpha\epsilon$, como se explica en la Sección 4.3.

Fuente: FEMA 440, 2005, Capítulo 6, pág. 3.

También se puede emplear independientemente del modelo histerético o del valor de la rigidez post elástica α , las siguientes expresiones para aproximar el valor del amortiguamiento efectivo [2].

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + (\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. (24), FEMA 440, 2005.}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. (25), FEMA 440, 2005.}$$

Para > 6.5

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ec. (26) FEMA 440, 2005.}$$

Periodo efectivo

Las ecuaciones para el cálculo del periodo efectivo según el FEMA 440 son:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec. (27), FEMA 440, 2005.}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec. (28), FEMA 440, 2005.}$$

Para > 6.5

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu + 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. (29), FEMA 440, 2005.}$$

Donde:

T_{eff} : Representa al periodo efectivo.

T_0 : Es el periodo de vibración de la estructura de inicio, obtenido del sistema no lineal.

Al igual que el amortiguamiento efectivo los valores de los coeficientes de G a L se expresan a partir del tipo histerético básico y la rigidez post elástica α y se presentan a continuación.

Tabla 13. Coeficientes de las ecuaciones de periodo efectivo.

Coeficientes empleados en las ecuaciones de periodo efectivo							
Modelo	α (%)	G	H	I	J	K	L
Histéresis bilineal	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Histéresis bilineal	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Histéresis bilineal	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Histéresis bilineal	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Histéresis bilineal	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Degradación de la rigidez	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Degradación de la rigidez	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Degradación de la rigidez	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Degradación de la rigidez	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Degradación de la rigidez	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Degradación de la rigidez	-3a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Degradación de la rigidez	-5a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Los valores negativos de la rigidez post-elástica deben limitarse a αe , como se explica en la Sección 4.3.

Fuente: FEMA 440, 2005, Capítulo 6, pág. 4.

Al tener poca certeza de que coeficientes usar al igual que para el amortiguamiento efectivo se puede emplear las siguientes expresiones para $T_0 = 0.2s$ a $2.0s$ independientemente del modelo histerético o del valor de la rigidez post elástica α .

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad \text{Ec. (30), FEMA 440, 2005.}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad \text{Ec. (31), FEMA 440, 2005.}$$

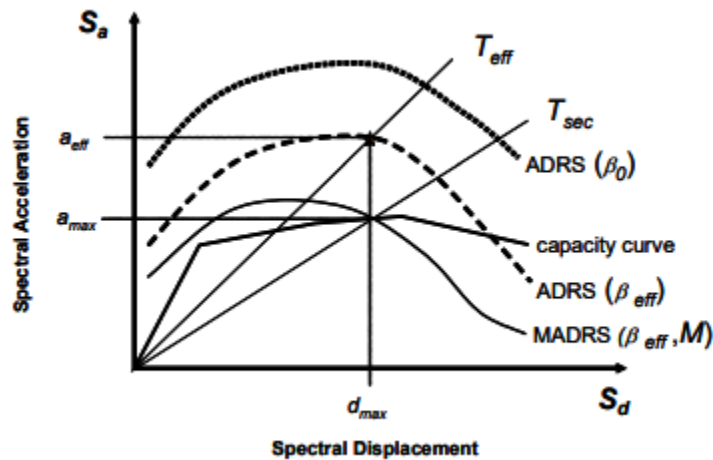
Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu + 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. (32), FEMA 440, 2005.}$$

MADRS para usar con un Periodo Secante

El ATC-40 mediante el Método del Espectro de Capacidad MEC emplea el periodo secante como si fuese el periodo lineal efectivo para la obtención del máximo desplazamiento, con la intersección del curva de capacidad de la estructura y la curva de demanda en formato ADSR β_0 [2], como se muestra en la figura 15.

Figura 15. Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado.



Fuente: FEMA 440, 2005, Capítulo 6, pág. 5.

Sin embargo, el FEMA 440 [2] con el uso de la ecuaciones del periodo y amortiguamiento efectivo del procedimiento mejorado del MEC y linealización equivalente genera un máximo desplazamiento, modificando la curva de demanda ADSR β_{eff} del procedimiento mejorado, para lo cual se debe multiplicar las ordenadas de dicha curva por el factor de modificación:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad \text{Ec. (33), FEMA 440, 2005.}$$

Con lo cual se obtiene la curva de demanda ADSR modificada MADRS, con la que se puede intersecar la curva de capacidad, el factor de modificación puede ser calculado según FEMA 440 [2], con la siguiente expresión:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad \text{Ec. (34), FEMA 440, 2005.}$$

$$\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad \text{Ec. (35), FEMA 440, 2005.}$$

Donde:

α : rigidez post elástica

a_{max} : Aceleración máxima

a_{eff} : Aceleración efectiva

T_{sec} : Periodo secante

T_0 : Periodo inicial

M: Factor de modificación

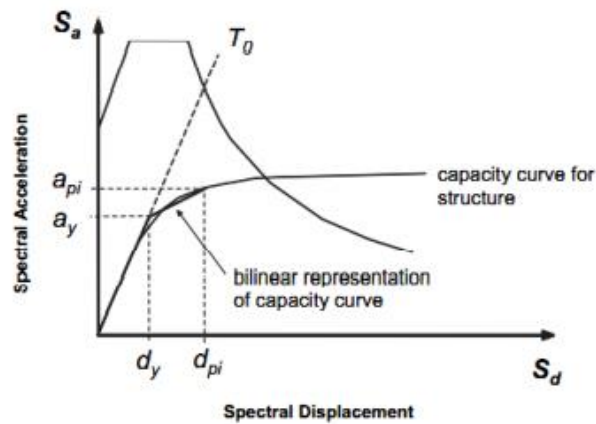
Procedimiento solución

Debido a que los factores de linearización equivalente resultan en función de la demanda de ductilidad, la determinación del máximo desplazamiento no es directo, por ello es necesario un procedimiento gráfico o iterativo. Según FEMA 440 [2], existen varios procedimientos que se pueden llevar a cabo sin embargo todos solicitan algunos aspectos mostrados a continuación.

1. Escoger un espectro de repuesta para representar el movimiento del suelo bajo un amortiguamiento inicial, β_i generalmente al 5%.
2. Modificar el espectro escogido esto desarrollando la reducción del espectro en sus ordenadas para la interacción cinemática, para esto se debe modificar el amortiguamiento β_i hacia un amortiguamiento β_0 , esto en caso de tomar en cuenta el amortiguamiento en la cimentación, si no es este el caso $\beta_i = \beta_0$.

3. Convertir el espectro escogido a formato de respuesta espectral aceleración desplazamiento ADRS.
4. Construir la curva de capacidad y convertirla en espectro de capacidad bajo un formato ADRS, para aplicar los procedimientos de linearización equivalente.
5. Definir un punto de desempeño inicial de coordenadas a_{pi}, d_{pi} aceleración máxima y desplazamiento respectivamente. Considerar basarse en una aproximación igual desplazamiento, figura 16.

Figura 16. Representación bilineal del espectro de capacidad.



Fuente: FEMA 440, 2005, Capítulo 6, pág. 7.

6. Construir la representación bilineal del espectro de capacidad, con lo cual se obtendrá el período inicial T_0 , desplazamiento de fluencia d_y y la aceleración de fluencia a_y .
7. Con la representación bilineal calcular los valores de rigidez post elástica α y ductilidad μ .

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad \text{Ec. (36), FEMA 440, 2005.}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \text{Ec. (37), FEMA 440, 2005.}$$

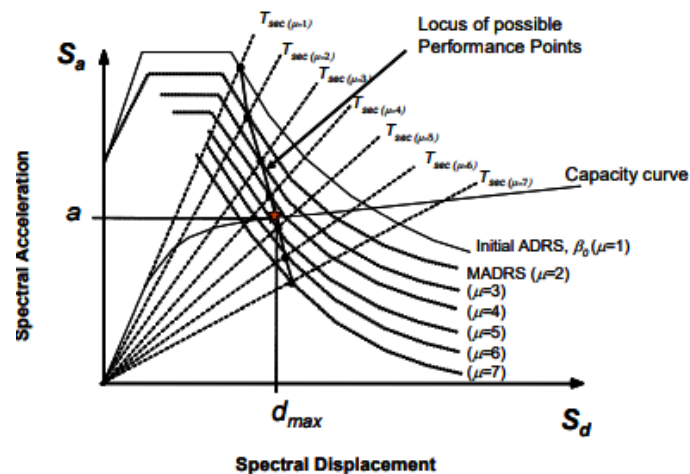
- Con los valores de rigidez post elástica α y ductilidad μ , calcular el amortiguamiento efectivo β_{eff} y periodo efectivo T_{eff} .

Procedimiento C o posibles puntos de desempeño

Este procedimiento aplica el espectro de respuesta de aceleración modificada para varios soluciones aceptadas o puntos de desempeño a_{pi}, d_{pi} con sus respectivas ductilidades para producir un sitio de posibles puntos de desempeño. El actual punto de desempeño es la intersección de dicho sitio y el espectro de capacidad.

- Ajustar la demanda inicial ADRS, empleando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
- Obtener el espectro de respuesta aceleración desplazamiento modificado MADRS multiplicando las ordenadas de la demanda inicial por el factor de modificación M visto en anteriores apartados.
- Con esto un posible punto de desempeño es presentado por la intersección del periodo secante radial T_{sec} con el MADRS.
- Para generar posibles puntos de desempeño aumentar o incrementar el punto de desempeño y repetir el proceso.
- El punto de desempeño buscado será la sobreposición de la serie de puntos de desempeño y el espectro de capacidad.

Figura 17. Método C, posibles puntos de desempeño usando MADRS.



Fuente: FEMA 440, 2005, Capítulo 6, pág. 9.

1.2.3.10 Refuerzo de estructuras de hormigón armado

El refuerzo es el medio para corregir o mejorar la capacidad resistente o estabilidad de una estructura o elementos de ella. Para efectuar un refuerzo no es necesario que la estructura o elementos que la componen presenten daños. [29].

1.2.3.10.1 Reforzamiento global de la estructura con riostras de acero

Cuando las estructuras de hormigón armado o acero no tienen un adecuado comportamiento sismo resistente, por ejemplo, exceder el límite de deriva de piso especificado en las normativas, se puede estabilizar la estructura empleando riostras de acero configuradas concéntricamente. Esto puede ser parte del diseño estructural o en el caso de estructuras existentes representaría un reforzamiento estructural.

Sin embargo, las riostras poseen gran rigidez y están sometidas a fuerzas axiales que deben ser transmitidas a la estructura, por lo que hay que tener en cuenta si la estructura es capaz de resistir dichos esfuerzos[30].

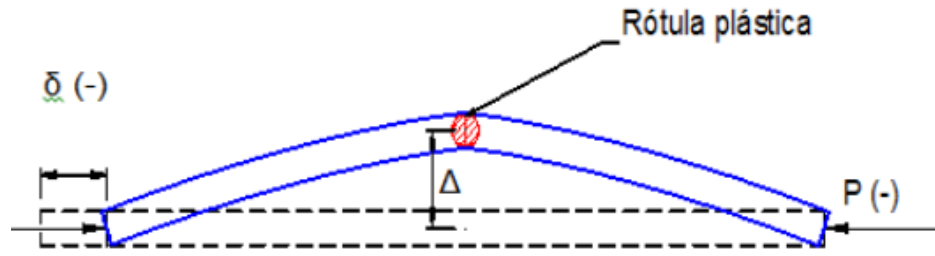
Figura 18. Reforzamiento del edificio Residence Hall, Berkely, Estados Unidos



Fuente: F. Crisafulli. Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 2018, Capítulo 5, pág. 136.

El comportamiento de las riostras debe ser estudiado en términos de fuerza axial cíclica (P), desplazamiento axial (δ) y tomar en cuenta por pandeo flexional el desplazamiento transversal en el centro de este elemento (Δ) [30], esto como se muestra en la siguiente figura:

Figura 19. Comportamiento de riostras



Fuente: F. Crisafulli. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 2018, Capítulo 5, pág. 118.

La resistencia axial reduce cuando se presenta el pandeo y esto depende de la esbeltez de la riostra.

$$\lambda = Kl/r$$

Ec. (38), F. Crisafulli, 2018.

Donde:

λ : Esbeltez de la riostra

K : Factor de la condición de vinculo

l : longitud entre puntos de arrojamiento

r : radio de giro de la sección en la dirección considerada

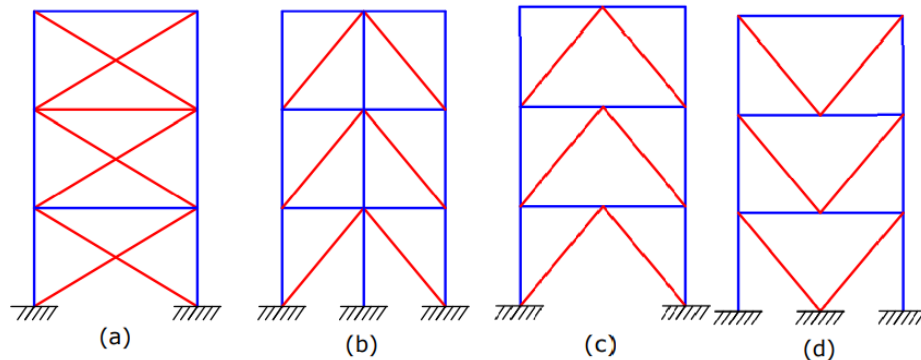
Los factores que inciden en la respuesta de las riostras son la esbeltez, las condiciones de vinculo y la forma de la sección[30].

Las riostras se pueden clasificar en: esbeltas, intermedias y robustas.

Bases de diseño de riostras

Los arriostramientos pueden configurarse de diferentes formas las más usuales son en X (a), diagonales (b), en V invertida o tipo Chevron (c) y en V (d).

Figura 20. Configuración de riostras



Fuente: F. Crisafulli. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 2018, Capítulo 5, pág. 122.

El primer requerimiento a tener en cuenta para el diseño de riostras es su ángulo de inclinación, el cual se recomienda oscile entre los 30° y 60°, para evitar la generación de esfuerzos internos en las riostras[30].

Otro requerimiento contempla la disposición de las riostras bajo la condición de simetría tanto en rígenes y resistencia, para ello se recomienda colocar un número par de riostras en el plano considerado y emplear sección y ángulo de inclinación igual.

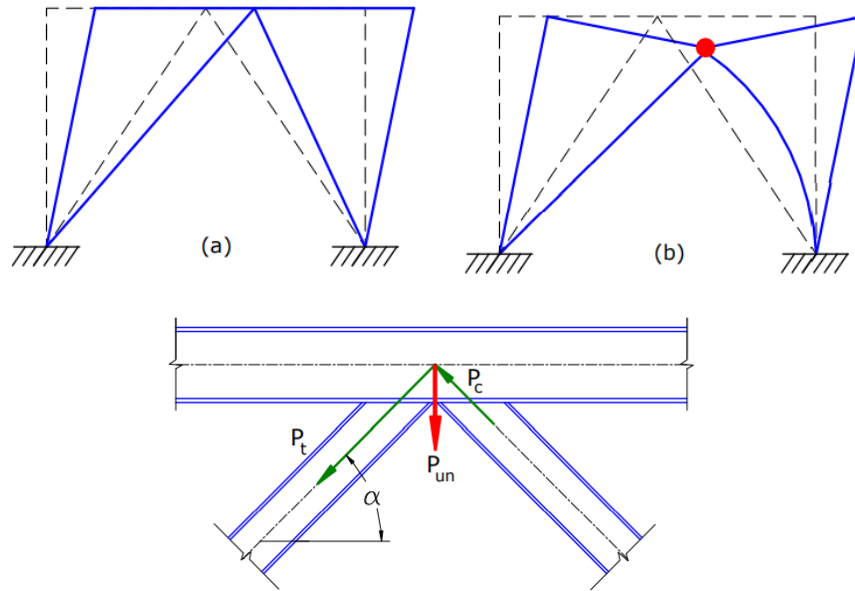
Arriostramientos en V y V invertida

En este tipo de arriostramiento, el vértice de arriostramiento se conecta en la zona central de la viga y no al nudo viga-columna. Cuando la estructura arriostrada supera el rango elástico, la riostras en V o V invertida que conforman el pórtico se ven sometidos a fuerzas de compresión P_c y tracción P_t que dan lugar a una fuerza resultante P_{un} , originada por la diferencia de esfuerzos axiales que soportan la riostras[30].

$$P_{un} = (P_t - P_c) \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Ec. (39), F. Crisafulli, 2018.}$$

Donde, α es el ángulo de inclinación de las riostras.

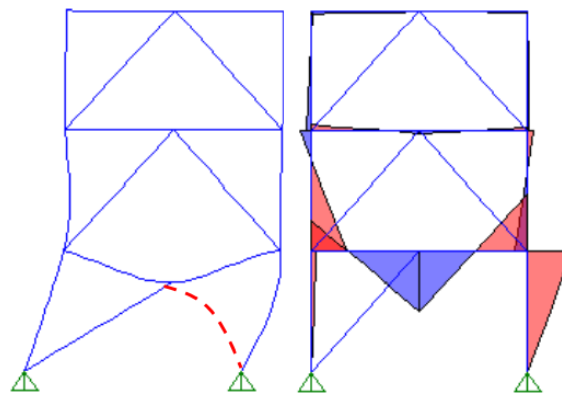
Figura 21. Mecanismo de deformación de pórticos arriostrados en V o V invertida



Fuente: F. Crisafulli. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 2018, Capítulo 5, pág. 123.

Como se pudo observar, la resistencia a flexión de la viga influye en la respuesta del sistema en el rango inelástico pudiéndose formar un rotula plástica en la viga al pandearse la riostra comprimida, originando momentos flectores[30], figura 22, que deben considerarse tanto el diseño de vigas como de columnas.

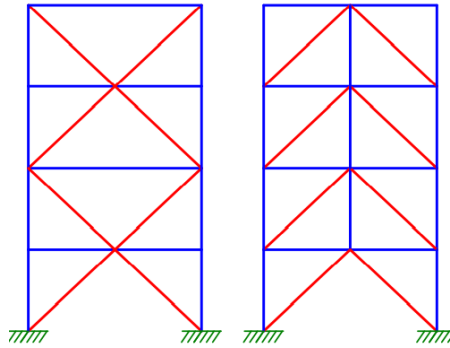
Figura 22. Momentos flectores luego del pandeo en pórticos arriostrados en V o V invertida



Fuente: F. Crisafulli. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 2018, Capítulo 5, pág. 124.

Para evitar los efectos de la carga vertical Pun, se puede cambiar la configuración de las riostras alternando entre el tipo V y V invertida formando una X que comprenda dos tipos o colocando una columna de cierre como se muestra en la siguiente figura:

Figura 23. Configuración en pórticos arriostrados en V y V invertida para mitigar el efecto de desbalance en los esfuerzos



Fuente: F. Crisafulli. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 2018, Capítulo 5, pág. 124.

Conexiones

Las riostras se conectan a vigas o columnas por medio de chapas de nudo o *gusset plates*, empleando pernos o cordones de soldadura como medio de unión. El diseño de conexiones debe responder a solicitaciones de tracción, compresión y flexión que transmiten las riostras al desarrollar su máximos esfuerzos, para ello se recomienda la aplicación de principios de diseño por capacidad[30].

Las conexiones deben cumplir con especificaciones del ANSI/AISC 341-16, se recomienda en el diseño de la conexión que la soldadura y pernos no deben resistir una misma componente de fuerza de manera conjunta.

La unión de las conexiones y de las riostras a pórticos existentes de hormigón pueden realizarse por medio de pernos de anclaje [30], como se muestra en la siguiente figura:

Figura 24. Unión de la conexión y riostra a una estructura de hormigón armado

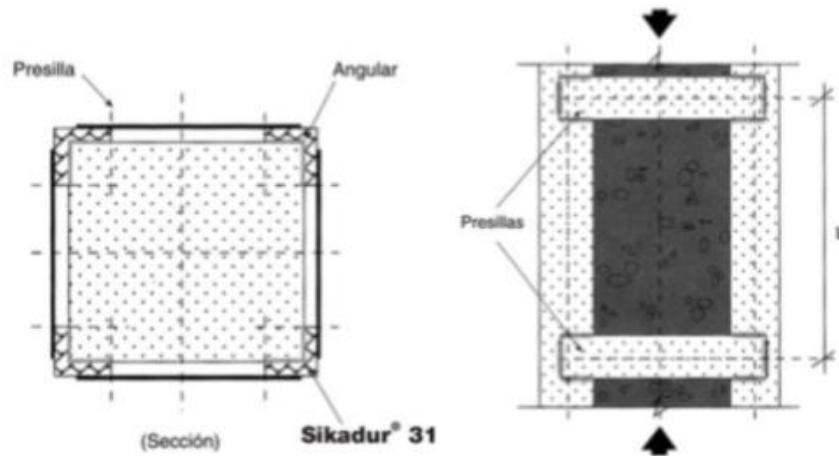


Fuente: F. Crisafulli. *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, 2018, Capítulo 5, pág. 139.

1.2.3.10.2 Refuerzo local con perfiles laminados

La característica fundamental de este tipo de refuerzo es la rapidez en la construcción y puesta en carga del elemento reforzado. Para ello suelen utilizarse perfiles angulares montados en las cuatro esquinas y conectados entre ellos mediante presillas soldadas, figura 25. Además, se emplean perfiles angulares para conformar un capitel con base metálica en la parte superior e inferior del refuerzo[29].

Figura 25. Corte y vista lateral del refuerzo con perfiles angulares en esquina y presillas de unión



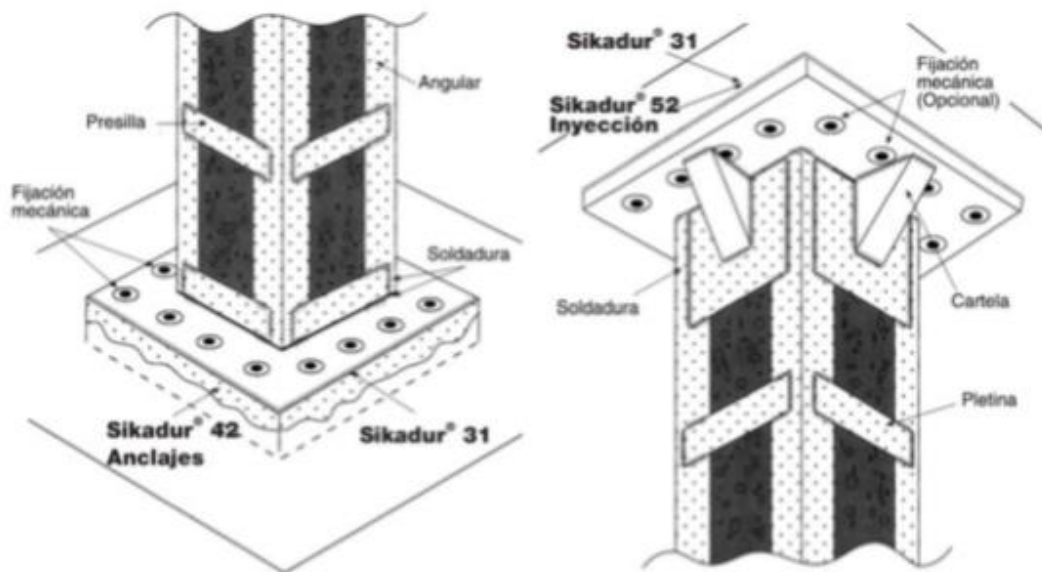
Fuente: H. Donini, et al., *Análisis de las patologías en las estructuras de hormigón armado*, 2016, Capítulo 15, pág. 446.

Refuerzo en columnas con perfiles laminados

Es empleado en columnas que requieran incrementar o mejorar su resistencia estructural, en las cuales imperan los esfuerzos de compresión y mínimos esfuerzos de flexión. También el refuerzo es requerido cuando el elemento es inestable o ha sido mal colocado o esta doblado o presenta corrosión. Este proceso es detallado y de alta precisión por los mismo debe cumplir con mano de obra calificada para llevarlo a cabo. Sin embargo, la gran deficiencia es su sensibilidad al fuego y a ataques de agentes del medio ambiente[29].

Es importante asegurar la fijación tanto de la base metálica con el uso de adhesivos epoxi y el ajuste mecánico de los perfiles con el hormigón viejo mediante uniones atornilladas verificando la zona de unión de nudos y su resistencia, este detalle se puede observar en la siguiente figura.

Figura 26. Detalle de la fijación de los perfiles, cartelas y placas de la columna de hormigón con refuerzo de perfiles laminados

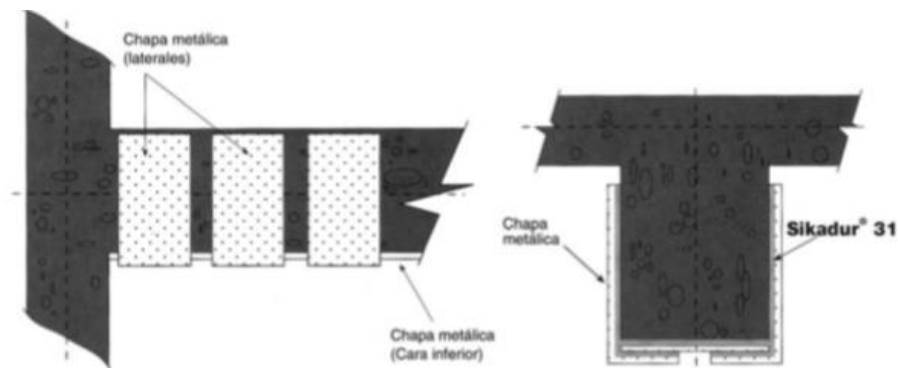


Fuente: H. Donini, et al., *Análisis de las patologías en las estructuras de hormigón armado*, 2016, Capítulo 15, pág. 447.

Refuerzo de vigas con perfiles laminados

Generalmente los refuerzos en vigas usando perfiles laminados son para sobrellevar esfuerzos por flexión o corte. En el caso de las vigas también aplican los perfiles angulares, conectados por presillas de acero de al menos 25 cm, que bordean la viga se traspasan la losa, esto para el refuerzo inferior. Otra opción es el refuerzo con diagonales adheridas con sustancias epoxi. En el ámbito estructural el estudio radica en la redistribución de la ley de momentos resistentes y la evaluación de la cabeza comprimida de la viga y la sujeción de los perfiles con el hormigón de la viga reforzada[29].

Figura 27. Refuerzo a corte con perfiles laminados de una viga de hormigón



Fuente: H. Donini, et al., Análisis de las patologías en las estructuras de hormigón armado, 2016, Capítulo 15, pág. 448.

1.2.4 Hipótesis

El edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, cumplirá con los parámetros de sismo resistencia y con el nivel de desempeño sísmico establecido por las normativas y el reforzamiento propuesto permitirá alcanzar un mejor comportamiento estructural y satisfacer la normativa.

1.3 Objetivos

1.3.3 Objetivo General

Analizar el desempeño sísmico del Edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.

1.3.4 Objetivos específicos

- Efectuar un análisis cualitativo a través de la evaluación visual rápida de la estructura empleando las metodologías de FEMA P-154 y NEC 2015 para la obtención de información detallada del edificio.
- Realizar un análisis estructural del edificio mediante la verificación de los parámetros sismorresistentes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente del 2015.
- Plantear en caso de ser necesario un reforzamiento estructural del edificio en base a los resultados obtenidos.
- Realizar un análisis cuantitativo por medio de un análisis no lineal o *pushover* para la evaluación del desempeño sísmico del edificio.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

2.1 Materiales y Equipos

Materiales

Para el desarrollo del presente trabajo experimental se empleó materiales bibliográficos y de oficina (papel, lápices, esferos, calculadora, etc.)

Equipos

En cuanto a los equipos empleados se describen en la siguiente tabla:

Tabla 14. Equipos, descripción y características




Computador	
	Descripción
	Computador DELL, modelo Inspiron 5570.
	Características:
	-Procesador: Intel(R) Core (TM) i7 -RAM instalada: 8,00 GB -Sistema operativo: 64 bits -Tarjeta de gráfica: Radeon
Cámara fotográfica	
	Descripción
	Cámara fotográfica de teléfono celular SAMSUNG A-20.
	Características:
	-Cámara doble de 15 MP+5 MP

Tabla 14. (Continuación) Equipos, descripción y características

Flexómetro	
	Descripción Flexómetro 3 metros.
	Características: -Ancho hoja: 13 mm -Largo hoja: 3 m -Cinta cubierta con nylon -Incluido botón controlador
Software especializado para cálculo estructural (ETABS V18)	
	Descripción Software para cálculo estructural.
	Características: -ETABS Ultimate 2018 – Network (Academic 10 User). -Duración de la licencia: 1 año -Contraseña de Activación: 7b8217ce-61b7- 4823-a9d4-b8c86c9f2707 -Usuario ID: 6863 -Nombre de usuario: Universidad Técnica de Ambato
Equipo de Ensayo de Penetración Estándar SPT	
	Descripción El quipo para el ensayo de penetración estándar <i>SPT</i> , permite la perforación del suelo en estudio y extraer muestras de suelo.
	Características: Dispositivo de carga -Martinete de 65 kg de masa total - Barra rígida de acero (guía en la caída del martinete) -Vástago o cabeza de golpe de acero al cromotungsteno. Dispositivos de accionamiento -Trípode -Polea - Cabo de manila -Motor Dispositivos de perforación -Muestreador o tubo partido -Barras de conexión

Tabla 14. (Continuación) Equipos, descripción y características

Martillo esclerométrico	
	Descripción Martillo esclerómetro digital, presenta de forma automática los valores del número de rebote y la resistencia a compresión correspondiente al conjunto de valores tomados durante el ensayo a través de su pantalla gráfica.
	Características:
	-Modelo PROCEQ -Energía de impacto estándar

Fuente: Danny Gutiérrez

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de recolección de datos

Con el fin de proporcionar la información requerida para el cumplimiento de los objetivos establecidos se describe a continuación la metodología para la recolección de datos.

- Obtener de los planos arquitectónicos y estructurales del edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.
- Ejecutar una visita de campo para constatar las dimensiones de los elementos estructurales, materiales y la disposición espacial de los mismos.
- Realizar un ensayo esclerométrico en vigas y columnas para la obtención de la resistencia a la compresión del hormigón en campo.
- Efectuar ensayos de penetración estándar o *SPT*, a los lados de la edificación para la determinación del tipo de suelo sobre el cual se emplaza la estructura.
- Determinar la armadura de refuerzo mínima de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Hormigón Armado 2015.
- Cuantificar cargas gravitacionales.
- Determinar los valores de irregularidad en planta y elevación de la estructura.
- Cuantificar cargas sísmicas según los establecido por la Norma Técnica Ecuatoriana de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de la información.

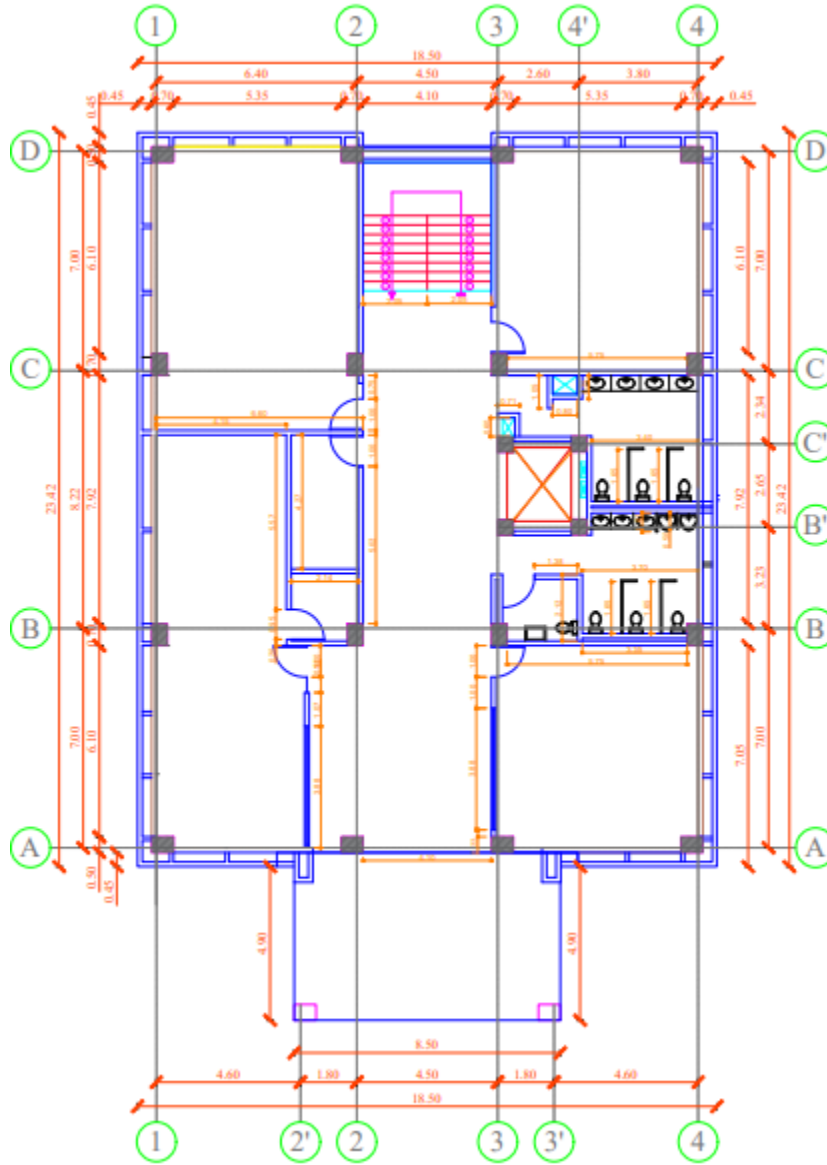
Con la información obtenida se procede a evaluar el desempeño del edificio de acuerdo con, NEC 2015, FEMA P-154, FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13, además para el presente trabajo experimental se utiliza el Software ETABS V18.

- Llenar los formularios de datos de Nivel 1 y Nivel 2 de FEMA P-154.
- Llenar el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 2015.
- Estimar el grado de vulnerabilidad de la edificación de forma cualitativa siguiendo las directrices de FEMA P-154 y la NEC 2015.
- Modelar la edificación en el software de acuerdo con los subsecuentes lineamientos.
- Definir las propiedades lineales y no lineales de acuerdo con los modelos constitutivos de los materiales
- Definir las secciones de los elementos constitutivos de la estructura como lo son losas, vigas y columnas.
- Definir el espectro de respuesta y patrones de carga en concordancia a las directrices de la NEC-SE-DS
- Realizar los análisis: estático lineal y modal espectral mediante el software ETABS.
- Verificar el cumplimiento de los parámetros de sismo resistencia de la NEC, 2015.
- Analizar los resultados de los análisis antes mencionados obtenidos del software y determinar si es necesario el reforzamiento estructural de la edificación.
- Plantear el reforzamiento estructural en caso de ser necesario.
- Realizar un análisis estático no lineal o *pushover* a la estructura mediante el software ETABS.
- Determinar la curva de capacidad y el espectro de capacidad de la edificación en base al análisis estático no lineal con el software.
- Determinar el punto de desempeño de la estructura con el software estructural.
- Evaluar el desempeño sísmico del edificio con la información antes obtenida.

2.2.3 Recolección de datos

2.2.3.1 Plano Arquitectónico

Figura 28. Plano Arquitectónico, Nivel +4.58

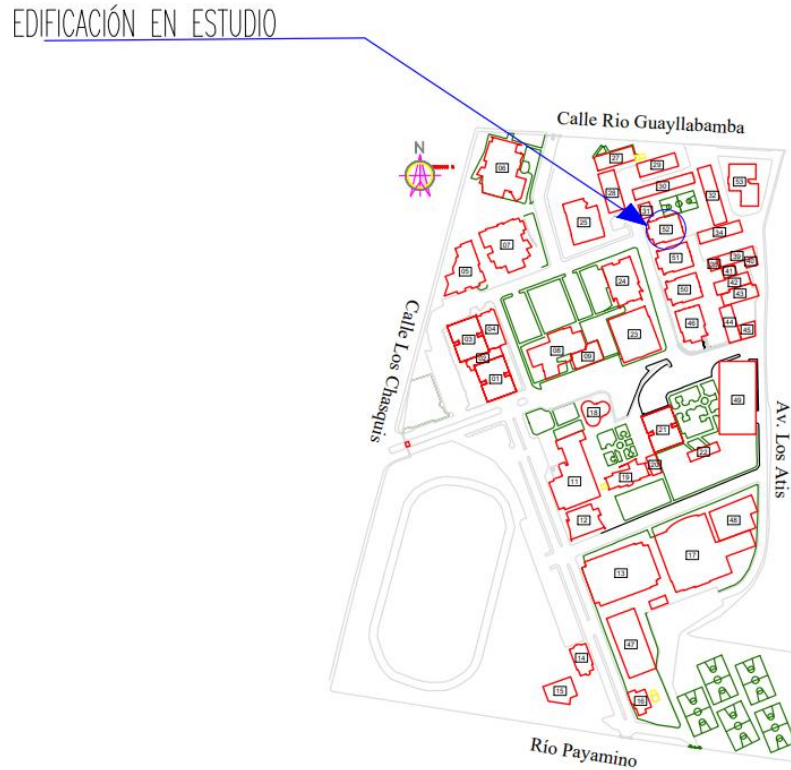


Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

2.2.3.2 Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en la provincia de Tungurahua, cantón Ambato, parroquia Celiano Monge, en la Av. Los Chasquis y Río Guayllabamba.

Figura 29. Ubicación de la Edificación



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Tabla 15. Ubicación de la edificación

Coordenadas (WGS 84 Zona 17 s)	
Este	Norte
764403.00 m	9859823.00 m

Fuente: Google Earth

2.2.3.3 Descripción y características del edificio

El edificio de Ciencias Aplicadas de Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, tiene un área de construcción de 2231.76 m², está constituido por un subsuelo, cuatro pisos y una terraza accesible, el tipo de sistema estructural es dúctil conformado por pórticos especiales sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas.

Figura 30. Edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi.



Fuente: Danny Gutiérrez

En cuanto a la ocupación del edificio corresponde a un centro de educación superior. Sin embargo, en la siguiente tabla se describe la distribución de áreas y características principales del edificio.

Tabla 16. Características principales del edificio

Piso	Nivel m	Altura m	Área m ²	Ocupación
Subsuelo	N-1.90	3.24	384.24	Aulas S 1-5; Sala de máquinas,
Planta Baja	N+1.34	3.24	427.42	Dirección de Tecnologías de Información y Comunicación; CADME; Unidad de Planificación y Evaluación; Unidad de Investigación.
Primer Piso	N+4.58	3.24	456.14	Aulas 1-5
Segundo Piso	N+7.82	3.24	454.90	Dirección Administrativa, Procuraduría.
Tercer Piso	N+11.06	3.24	454.90	Dirección de Talento Humano
Terraza	N+14.30	3.24	54.16	Terraza (accesible)
Ducto de gradas	N+17.54	0.00	0.00	Terraza (inaccesible)
			2231.76	

Fuente: Danny Gutiérrez

2.2.3.2 Propiedades de los materiales

Para el desarrollo de los análisis estructurales tanto lineal como estático no lineal o *pushover* es necesario obtener las propiedades de los materiales como: la resistencia a compresión del hormigón, así como también el armado estructural, para lo cual se puede efectuar ensayos no destructivos como se describe en los siguientes apartados.

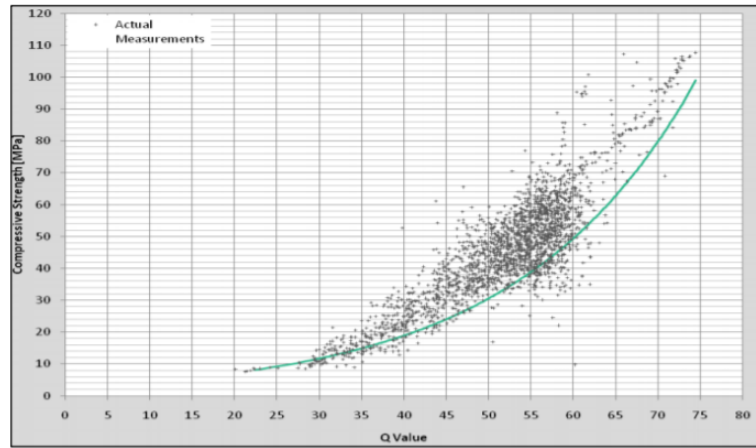
2.2.3.2.1 Resistencia a la compresión del hormigón

Para obtener la resistencia a la compresión del hormigón se puede realizar el ensayo esclerométrico, es un ensayo no destructivo, que emplea un martillo de rebote para impactar al hormigón endurecido y de esta forma obtener la dureza superficial del hormigón o número de rebote. Este valor obtenido está relacionado con la resistencia del hormigón mediante tablas de calibración proporcionadas por el fabricante del martillo de rebote[31].

El esclerómetro empleado es el Proceq SilverSchimit, el índice esclerométrico que proporciona durante el ensayo es calculado de la relación de la velocidad de impacto y la velocidad de rebote. El ensayo con este martillo es válido para hormigones de entre 10 y 100 MPa el cual no se ve perjudicado por la gravedad. Otra característica es la energía de impacto que corresponde a 2.207 Nm y está estandarizado bajo la normativa ASTM[32].

Según el ASTM se sugiere el uso de una curva de percentil 10 inferior (figura 31), con el objeto de considerar todos los aspectos que puedan ocasionar errores en la medición en campo. Para el caso de dicha curva, el 90% de los pares de datos se encuentran por encima de la misma y el resto por debajo. Considerando esto la curva permitirá obtener valores conservadores de la resistencia de hormigones de los cuales no se conoce detalles de la mezcla de diseño[32].

Figura 31. Curva del percentil 10 inferior



Fuente: *The SilverSchimit Reference Curve, 2018, Capítulo 2, pág. 17.*

El conjunto de valores tomados pertenece a los elementos estructurales a los que se tuvo acceso, cabe destacar que la mayoría de ellos se encuentra recubiertos por acabados especiales y casi la totalidad del interior del edificio tanto aulas como oficinas estuvieron cerradas. En la siguiente tabla se muestran el índice de rebote como el correspondiente valor de $f'c$ tomado para la columna D2 del nivel N+9.72.

Tabla 17. Número de rebote y resistencia a la compresión del ensayo esclerométrico de la columna D2 nivel N+9.72

° N	Elemento estructural	Índice de rebote Q
1	Columna D2 (Nivel +9.72)	43
2		43.5
3		46
4		44
5		42
6		41
7		44
8		42
9		43
10		43.5
Media Q		43.2
$f'c$ kg/cm^2		225

Fuente: *Danny Gutiérrez*

Validación de datos

Se debe tomar al menos 10 lecturas de cada área de estudio, si una lectura supera en más de 6 unidades a la media de 10 lecturas, esta se descarta y se determina la media de las lecturas restantes, Si más de dos lecturas difieren de la media por 6 unidades se desecha todo el grupo de lecturas y se procede a ensayar en un nuevo lugar[33].

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n N^{\circ} golpes i}{n} \quad Ec. (40), E. De Orteyza, et al., 2015.$$

$$Media Q = \frac{43 + 43.5 + 46 + 44 + 42 + 41 + 44 + 42 + 43 + 43.5}{10}$$

$$Media Q = 43.2$$

Para asegurar la valides de los datos se procede a verificar que los valores extremos no superen el error máximo que es 6 unidades por encima o por debajo de la media. Siendo el valor máximo 46 y el valor mínimo 41 correspondiente a la columna D2 (N+9.72), este proceso es el mismo para los demás elementos estructurales.

$$V_{max} = 46$$

$$E_{+} = V_{max} - Media Q \quad Ec. (41), NTE INEN 3121, 2016.$$

$$E_{+} = 46 - 43.2$$

$$E_{+} = 2.8$$

$$V_{min} = 41$$

$$E_{-} = Media Q - V_{min} \quad Ec. (42), NTE INEN 3121, 2016.$$

$$E_{-} = 43.2 - 41$$

$$E_{-} = 1.7$$

Como se pudo constatar con el cálculo anterior tanto error E_{+} como el error E_{-} se encuentran dentro del límite aceptable de 6 unidades por encima o por debajo de la media, por lo cual se considera válido el conjunto de datos para la columna D2 (N+9.72).

A continuación, se presenta la tabla con los correspondientes valores de la resistencia a compresión obtenidos para los diferentes elementos estructurales ensayados.

Tabla 18. Resistencia a la compresión de los elementos estructurales mediante ensayo esclerométrico.

Nivel	Elemento estructural	Identificación	$f'c$ kg/cm^2
N-3.24	Columna	C3	210
N 0.00	Losa	Aula S4	270
N+3.24	Viga	D 2-3	165
N+6.48	Columna	A2	200
	Viga	D 2-3	205
N+9.72	Columna	A2	245
	Columna	A3	245
	Columna	C2	235
	Columna	D2	225
	Viga	D 2-3	230
PROMEDIO			223

Fuente: Danny Gutiérrez

Una vez validados los datos, se puede obtener la resistencia media a la compresión del hormigón del conjunto de datos que pertenecen a la muestra. Para ello se puede emplear medidas de tendencia central que analizan el comportamiento una serie de datos[34]. Para el caso particular se empleará la media aritmética o promedio para representar el valor centro o los valores típicos del conjunto de datos.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{Ec. (43), E. De Orteyza, et al., 2015.}$$

$$\overline{f'c} = \frac{210 + 270 + 165 + 200 + 205 + 245 + 245 + 235 + 225 + 230}{10}$$

$$\overline{f'c} = 223 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de la resistencia a la compresión del hormigón empleado será de 210 kg/cm^2 , con la finalidad de considerar un valor más conservador para la realización de los análisis.

2.2.3.2.2 Resistencia a la fluencia del acero

A través del sistema de Contratación Pública (SERCOP), se pudo constatar que el diseño estructural del Edificio Nuevo 2, llamado ahora edificio de Ciencias Aplicadas, para aulas de uso común de la Universidad Técnica de Ambato, ubicado en el Campus Huachi, estuvo regido por la NEC-SE-DS-2015, y que la resistencia a la fluencia del acero considerado en el diseño es de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ [35], valor que consta en los planos estructurales cargados en dicha plataforma.

2.2.3.3 Dimensiones y cuantías de acero de los elementos estructurales

Para determinar la cuantía de acero tanto en vigas como columnas se emplean los requerimientos mínimos de acuerdo con la NEC-SE-HM, ya que no se cuentan con los equipos necesarios para constatar los diámetros y cantidades de acero de refuerzo con los planos estructurales.

En cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales se pudo tomar las medidas de un número considerable de columnas y vigas, cuyas dimensiones corresponden a las indicadas en los planos estructurales, por lo que se asumirá las dimensiones definidas en dichos planos.

- **Cuantía en vigas**

Para el cálculo del área de acero mínima se considera los lineamientos de la NEC-SE-HM, y el ACI 318-19, que sugieren que se debe contar con un área mínima de refuerzo para flexión A_{smin} constituido en toda la sección y donde el análisis solicite refuerzo a tracción [36].

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d \quad \text{Ec. (44), NEC-SE-HM, 2015.}$$

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la compresión (MPa)

b_w : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

$$d = h - (r + \phi_{est} + 1/2 \times \phi_{long}) \quad \text{Ec. (45), NEC-SE-HM, 2015.}$$

Donde:

h : Altura de la viga (cm)

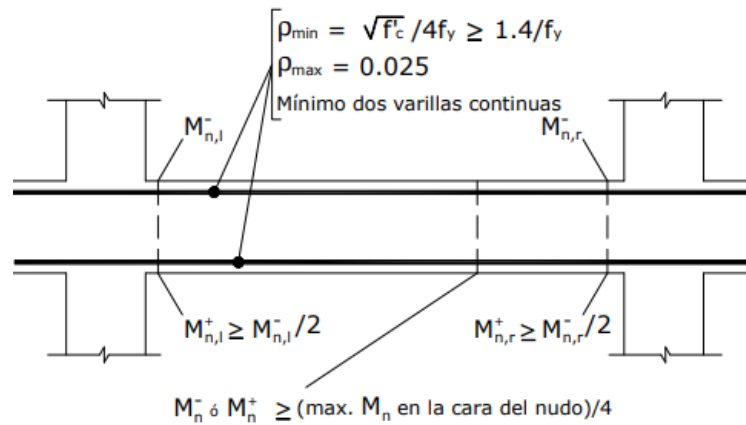
r : Dimensión del recubrimiento (cm)

ϕ_{est} : Diámetro del estribo (cm)

ϕ_{long} : Diámetro del refuerzo longitudinal

Para la distribución del acero longitudinal y del acero transversal se toman en cuenta las especificaciones planteadas en las siguientes figuras de la NEC-SE-HM.

Figura 32. Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión



Nota: El refuerzo transversal no se presenta por claridad

Fuente: NEC-SE-HM, 2015, pág. 46.

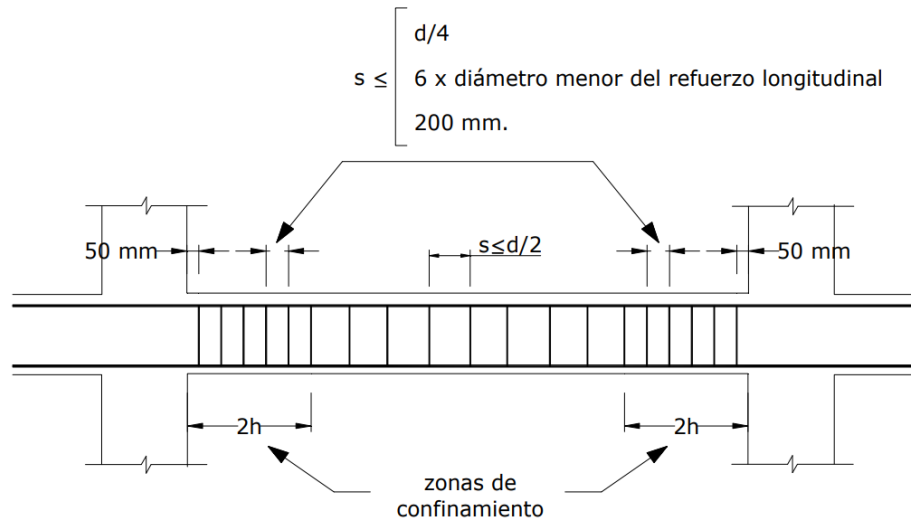
Donde:

ρ_{min} : Cuantía del refuerzo mínimo

ρ_{max} : Cuantía del refuerzo máximo

f'_c : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

Figura 33. Separación de estribos en vigas



Fuente: NEC-SE-HM, 2015, pág. 49.

Tabla 19. Datos para el cálculo del área de acero mínima.

Parámetro	Valor	Unidad	Referencia
$f_c =$	210	kg/cm ²	
$f_y =$	4200	kg/cm ²	
$\phi_{est} =$	1	cm	NEC-SE-HM
$\phi_{long} =$	1,4	cm	
$r =$	2,5	cm	NEC-SE-HM
$\beta =$	0,85	$f_c < 28 \text{ Pa}$	NEC-SE-HM

Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 20. Cálculo del área de acero mínima.

Tipo	Ubicación	b	h	d	As min	ρ_{min}
		cm	cm	cm	cm ²	
V1	Eje A,B,C,D Eje 2-3(descanso grada) N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.96	30	50	45,80	4,58	0,00333
V2	Eje 1,4 N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.96	35	70	65,80	7,68	0,00333

Tabla 20. (Continuación) Cálculo del área de acero mínima.

Tipo	Ubicación	b	h	d	As min	ρ_{min}
		cm	cm	cm	cm ²	
V3	Eje 2,3 N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.96	40	70	65,80	8,77	0,00333
V4	Eje B' C' Eje 4' N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.9; N+15.04	25	40	35,80	2,98	0,00333
V5	Eje 2-3 (descanso) N+3.24	20	30	25,80	1,72	0,00333

Fuente: Danny Gutiérrez

En base al área de acero mínimo se definió el área de acero a emplear, así como también consideraciones del espaciamiento entre las barras de acero longitudinal de acuerdo con el ACI 318-19, se estableció la distribución del acero para los diferentes tipos de viga.

Tabla 21. Armado de las vigas

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)		Armadura	Sección Transversal
		b	h		
V1	Eje A,B,C,D Eje 2-3(descanso grada) N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.96	30	50	Acero superior As= 3Ø14 Acero inferior As= 3Ø14 Estribos 1EØ10 @ 10 Y 20 Recubrimiento 2,5 cm	
V2	Eje 1,4 N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.96	35	70	Acero superior As= 5Ø14 Acero inferior As= 5Ø14 Estribos 1EØ10 @ 10 Y 20 Recubrimiento 2,5 cm	

Tabla 21. (Continuación) Armado de las vigas

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)		Armadura	Sección Transversal
		b	h		
V3	Eje 2,3 N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.96	40	70	Acero superior As= 6Ø14 Acero inferior As= 6Ø14 Estribos 1EØ10 @ 10 Y 20 Recubrimiento 2,5 cm	
V4	Eje B' C' Eje 4' N+3.24; N+6.48; N+9.72; N+12.9; N+15.04	25	40	Acero superior As= 2Ø14 Acero inferior As= 2Ø14 Estribos 1EØ10 @ 10 Y 15 Recubrimiento 2,5 cm	
V5	Eje 2-3 (descanso) N+3.24	20	40	Acero superior As= 2Ø14 Acero inferior As= 2Ø14 Estribos 1EØ10 @ 10 Recubrimiento 2,5 cm	

Fuente: Danny Gutiérrez

- **Cuantías en columnas**

La NEC-SE-HM, sugiere que la cuantía de refuerzo longitudinal máxima en elementos a flexo-compresión debe estar dentro del siguiente intervalo:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Ec. (46), NEC-SE-HM, 2015.

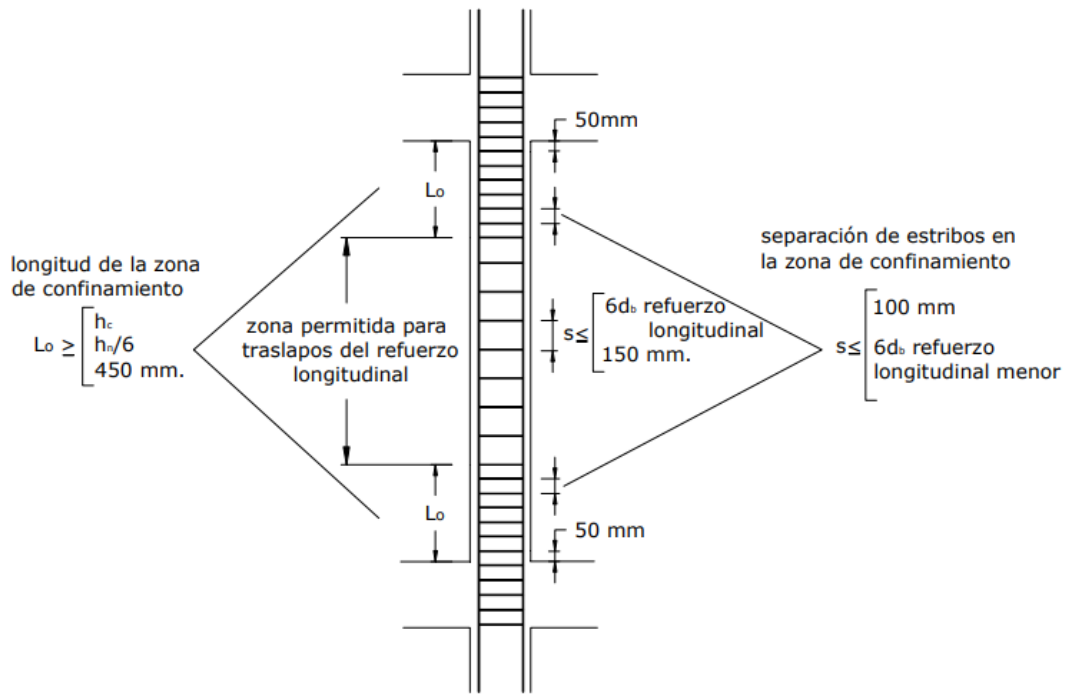
Donde:

ρ_g : Área de refuerzo longitudinal

A_g : Área bruta de la sección

El refuerzo transversal en elementos a flexo-compresión según la NEC-SE-HM define un confinamiento especial en una longitud L_0 , medida desde la cara del nudo y cada lado del elemento en donde se puedan generar rotulas plásticas como muestra en la siguiente figura.

Figura 34. Separación de estribos en columnas



Fuente: NEC-SE-HM, 2015, pág. 55.

Donde:

L_0 : Longitud de confinamiento

h_n : Luz libre del elemento

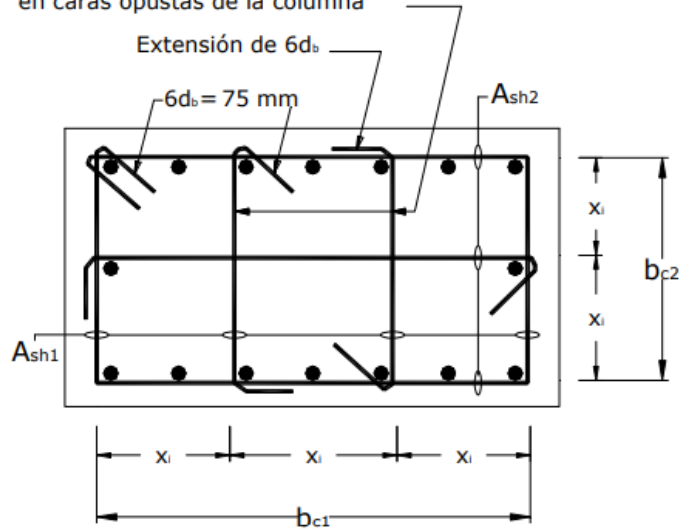
h_c : Máxima dimensión de la sección transversal de la columna

s : Separación entre estribos

Otra consideración cuando se alcance una dimensión de 50 cm o mayor se requiere colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios y separados en una distancia máxima de 35 cm.

Figura 35. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas

Ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° alternados en caras opuestas de la columna



Fuente: NEC-SE-HM, 2015, pág. 57.

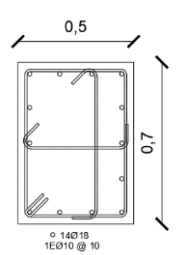
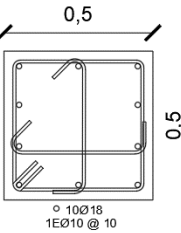
Para la cuantía de acero de las columnas se propone valores cercanos al área mínima como se muestra a continuación:

Tabla 22. Cálculo del área de acero en columnas

Tipo	Ubicación	Área col	As min	As	ρ	ρ_{min}	ρ_{Max}
		cm2	cm2	cm2		$\rho >= 0,01$	$\rho <= 0,03$
C1	Ejes: A1; A2; A3; A4; B1; B2; B3; B4; C1; C2; C3; C4; D1; D2; D3; D4;	3500	35	35,63	0,01018	ok	ok
C2	Ejes: C'3;C'4' B'3;B'4'	2500	25	25,45	0,01018	ok	ok

Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 23. Armado de columnas

Tipo	Ubicación	Dimensión (cm)		Armadura	Sección Transversal
C1	Ejes: A1; A2; A3; A4; B1; B2; B3; B4; C1; C2; C3; C4; D1; D2; D3; D4;	50	70	As= 14Ø18 1EØ10 @ 10 Recubrimiento 3 cm	
C2	Ejes: C'3;C'4' B'3;B'4'	50	50	As= 10Ø18 1EØ10 @ 10 Recubrimiento 3 cm	

Fuente: Danny Gutiérrez

- **Cuantía muro de sótano**

Espesor mínimo de muro

De acuerdo con el ACI 318-19, inciso R11.6.1: se requiere tanto refuerzo horizontal como vertical en todos los muros. De la misma manera sugiere un espesor mínimo para muros de sótano de 19 mm en la tabla 11.3.1.1 de la misma norma[37].

Espaciamiento del refuerzo

En el caso del refuerzo paralelo colocado en capas horizontales el acero de refuerzo superior debe quedar dispuesto exactamente sobre las capas de refuerzo inferiores y a una distancia libre entre estas de 25mm[37].

El espaciamiento s del refuerzo longitudinal y transversal máximo en muros construidos en obra debe ser el menor de $3h$ y 450 mm , y en caso de contemplar refuerzo para cortante en el plano del muro el espaciamiento máximo es $l_w/3$ y de $l_w/5$, longitudinal y transversal respectivamente[37].

Recubrimiento

Para estructuras en contacto permanente y contra el suelo el espesor recomendado es de 75mm. Para exposición del concreto a la intemperie o en contacto con el suelo para barras N°19 o mayores se recomienda 50mm y para barras N° 16 o menores se recomienda 40mm[37].

Refuerzo mínimo

Se asume una cuantía de acero de refuerzo mínima del 1 % para muros de sótano, para ello se considera un recubrimiento de 5 cm, el diámetro del acero de refuerzo mínimo 12 mm y un espaciamiento de 20 cm.

2.2.3.4 Identificación del perfil del suelo

Los parámetros para la identificación del perfil del suelo establecidos por la NEC son los siguientes:

- El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).
- El índice de plasticidad (IP).
- La velocidad media de onda de corte, (V_{s30} m/s).
- El contenido de agua w (%).

2.2.3.4.1 Ensayo de penetración Estándar *SPT*

El ensayo de penetración estándar es parte fundamental para la determinación del tipo de suelo y está regido bajo la normativa INEN 689, mediante este ensayo se obtiene el número de golpes necesarios para insertar un muestreador en un estrato de suelo, empleando un peso determinado el mismo que se libera de una altura señalada[38]. Para el presente trabajo experimental se consideró necesario la realización de 2 ensayos *SPT*, a cada lado de la edificación.

Tabla 24. Ubicación de los ensayos *SPT*

Coordenadas (WGS 84 Zona 17 s)		
SPT ° N	Este	Norte
1	764397.45 m	9859835.89 m
2	764403.31 m	9859811.73 m

Fuente: Google Earth

Figura 36. Ubicación de los Ensayos de Penetración Estándar SPT



Fuente: Danny Gutiérrez.

Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar SPT 1

Cota (m)	Profundidad (cm)	N ° Golpes SPT (parcial)	N ° Golpes SPT (30 cm)	Longitud muestra (cm)	Promedio golpes
0.00-0.50	50	Limpieza			41
0.55-0.70	15	10	24	40,3	
0.70-0.85	15	12			
0.85-1.00	15	12			
1.00-1.50	50	Limpieza			
1.55-1.70	15	25	57	43	
1.70-1.85	15	26			
1.85-2.00	15	31			
2.05-2.20	15	Rechazo			
2.20-2.35	15	-			
2.35-2.50	15	-			

Fuente: Danny Gutiérrez.

Tabla 26. Ensayo de Penetración Estándar SPT 2

Cotas (m)	Profundidad (cm)	N ° Golpes SPT (parcial)	N ° Golpes SPT (30 cm)	Longitud muestra (cm)	Promedio golpes
0.00-0.50	50	Limpieza			38
0.55-0.70	15	10	19	25	
0.70-0.85	15	9			
0.85-1.00	15	10			
1.00-1.50	50	Limpieza			
1.55-1.70	15	21	44	41	
1.70-1.85	15	21			
1.85-2.00	15	23			
2.05-2.20	15	31	55	43	
2.20-2.35	15	29			
2.35-2.50	15	26			
2.55-2.70	15	18	36	34	
2.70-2.85	15	17			
2.85-3.00	15	19			
3.05-3.20	15	11	33	20	
3.20-3.35	15	17			
3.35-3.50	15	16			
3.55-3.70	15	20	37	38	
3.70-3.85	15	18			
3.85-4.00	15	19			
4.05-4.20	15	21	39	35	
4.20-4.35	15	20			
4.35-4.50	15	19			
4.55-4.70	15	20	37	32	
4.70-4.85	15	17			
4.85-5.00	15	20			
5.05-5.20	15	29			
5.20-5.35	15	26			
5.35-5.50	15	Rechazo			

Fuente: Danny Gutiérrez

Clasificación de los suelos

Tabla 27. Clasificación de los suelos SUCS

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

Fuente: ASTM D2487-17, pág. 3.

Con las muestras de suelo obtenidas mediante el Ensayo de Penetración Estándar *SPT*, se realizaron ensayos granulométricos para la clasificación primaria del suelo, el resultado de dichos ensayos se presenta en el Anexo B del presente trabajo.

De acuerdo con los ensayos de granulometría el tipo de suelo según la clasificación primaria SUCS presentada en la Tabla 25, para las muestras de suelo del Ensayo de Penetración Estándar 1 y 2 más del 50% de la fracción de suelo queda retenido en el tamiz N°200 por ende corresponde a un suelo grueso, seguidamente más de la mitad de la fracción de suelo pasa el tamiz N°4 y más del 12% pasa el tamiz N°200 por ende se clasifica la suelo como una arena con finos.

2.2.3.4.2. Índice de plasticidad

Con las muestras de suelo que pasaron el tamiz N°4, se realizaron los ensayos de límite líquido y límite plástico bajo la normativa NTE-INEN-691 y NTE-INEN-692 respectivamente. Para la obtención del índice de plasticidad se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$IP = LL - LP \quad \text{Ec. (47), ASTM D4318-17}$$

Dónde:

LL = Límite líquido

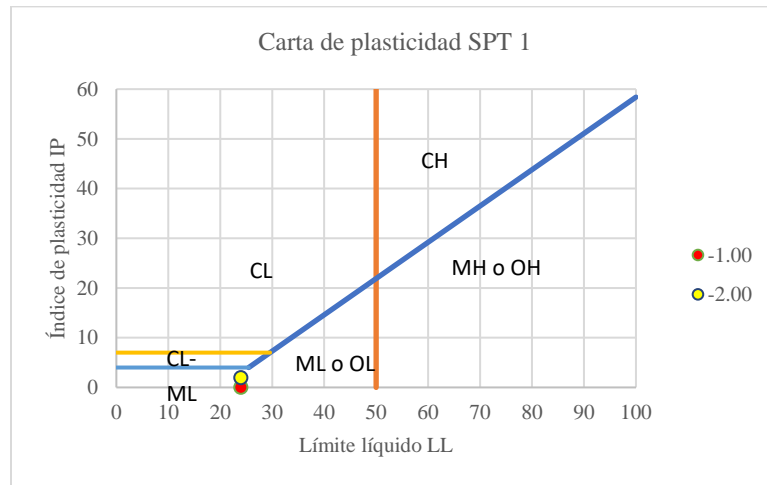
LP = Límite plástico

IP = Índice de plasticidad

Muestras de suelo Ensayo de Penetración Estándar *SPT* 1

De acuerdo con el análisis en la carta de plasticidad del SUCS, la fracción fina de suelo se la puede clasificar como limo de baja plasticidad ML y por ende la muestra de suelo para los dos niveles considerados corresponden a una arena limosa SM, como se muestra en la siguiente gráfica.

Figura 37. Carta de plasticidad SPT 1



Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 28. Clasificación de los suelos SUCS SPT 1

LIMITES DE ATTERBERG SPT 1				
Nivel	LL	LP	IP	Tipo de suelo
-1.00	24%	26,19%	0	SM
-2.00	24%	22,41%	1,92%	SM
-2.50	16,12%	20,74%	No plástico	SM

Fuente: Danny Gutiérrez

Muestras de suelo Ensayo de Penetración Estándar SPT 2

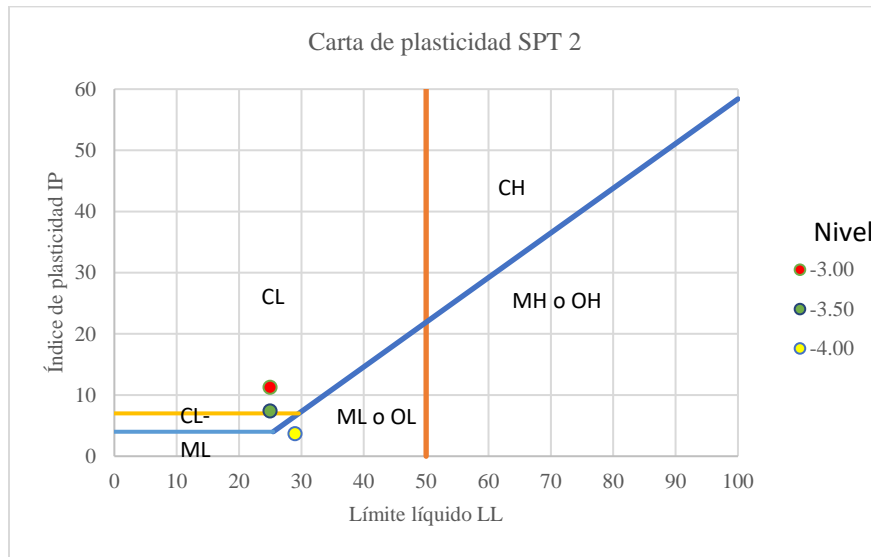
Una vez realizado los ensayos de límites de Atterberg se puede clasificar al tipo de suelo como se muestra en la tabla 29, de acuerdo con la carta de plasticidad figura 38.

Tabla 29. Clasificación de los suelos SUCS SPT 2

LIMITES DE ATTERBERG SPT 2				
Nivel	LL	LP	IP	Tipo de suelo
-1.00	-	-	No plástico	SM
-2.00	-	-	No plástico	SM
-2.50	-	-	No plástico	SM
-3.00	25%	13,69%	11,23%	SC
-3.50	25%	18,28%	6,36%	SC
-4.00	29%	25,00%	3,66%	SM
-4.50	-	-	No plástico	SM
-5.00	-	-	No plástico	SM

Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 38. Carta de plasticidad SPT 2



Fuente: Danny Gutiérrez

Como se puede observar en la carta de plasticidad para los niveles -3.00; -3.50 la fracción fina se la puede clasificar como arcillas de baja plasticidad correspondiendo a estas muestras de suelo a una arena arcillosa SC.

Para el nivel -4.00 como para el resto de los niveles la fracción fina se la puede clasificar como limo de baja plasticidad ML y por lo tanto la muestra de suelo se la clasifica como arena limosa SM.

2.2.3.4.3 Velocidad media de la onda de cortante V_{s30}

Cabe destacar la susceptibilidad de la clasificación del perfil de suelo a partir del cálculo del V_{s30} en base a las resistencias a la penetración estándar (N), ya que es posible que dos suelos presenten un mismo valor de V_{s30} , pero diferente periodo vibración del suelo, con lo cual el suelo con un periodo de vibración superior incrementara la amplificación de las ondas ocasionando un mayor daño a la estructura[9].

Para calcular el V_{s30} , se emplean correlaciones descritas en función del número de golpes del ensayo SPT, estas han sido desarrolladas por Kirar, Maheshwari, y Muley en 2016 [39], las cuales se presentan a continuación.

- Arena

$$V_s = 100.3 N^{0.338} \quad \text{Ec. (48)}$$

- Arcilla

$$V_s = 94.4 N^{0.379} \quad \text{Ec. (49)}$$

- Todos los suelos

$$V_s = 99.5 N^{0.345} \quad \text{Ec. (50)}$$

Tabla 30. Determinación del tipo de perfil de suelo

Vs (m/s)	Vs30									
	SPT 1 N		SPT2 N							
Vs 30	-1.00	-2.00	-1.00	-2.00	-2.50	-3.00	-3.50	-4.00	-4.50	-5.00
	24	57	19	44	55	36	33	37	39	37
	293,64	393,36	271,34	360,40	388,64	367,12	355,21	339,90	346,00	339,90
Vs 30 Promedio parcial	343,50		346,07							
Vs 30 Promedio total	344,78									
Tipo de perfil	D									

Fuente: Danny Gutiérrez.

Con el valor de la velocidad media de onda cortante V_{s30} promedio se procede a determinar el tipo de perfil de suelo que corresponde al perfil tipo D o Perfiles de suelos rígidos, debido a que el $V_{s30} = 346.07 \text{ m/s}$ se encuentra dentro del rango $180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360 \text{ m/s}$ que se especifica en la tabla de clasificación de los suelos de la NEC 2015.

2.2.3.3.4 Contenido de humedad W%

El contenido de humedad para los diferentes niveles de referencia del ensayo de penetración estándar SPT 1 como del SPT 2 se presentan en la tabla 44, siendo los valores obtenidos menores al 20 % de contenido de humedad.

Tabla 31. Contenido de humedad w %

	Nivel	Promedio w %
SPT 1	N-1.00	14,93%
	N-2.00	15,59%
SPT 2	N-1.00	18,01%
	N-2.00	17,11%
	N-2.50	10,22%
	N-3.00	13,14%
	N-3.50	14,61%
	N-4.00	14,19%
	N-4.50	14,27%
	N-5.00	13,68%

Fuente: Danny Gutiérrez

2.2.3.5 Cargas gravitacionales

Cargas muertas

- **Carga de pared**

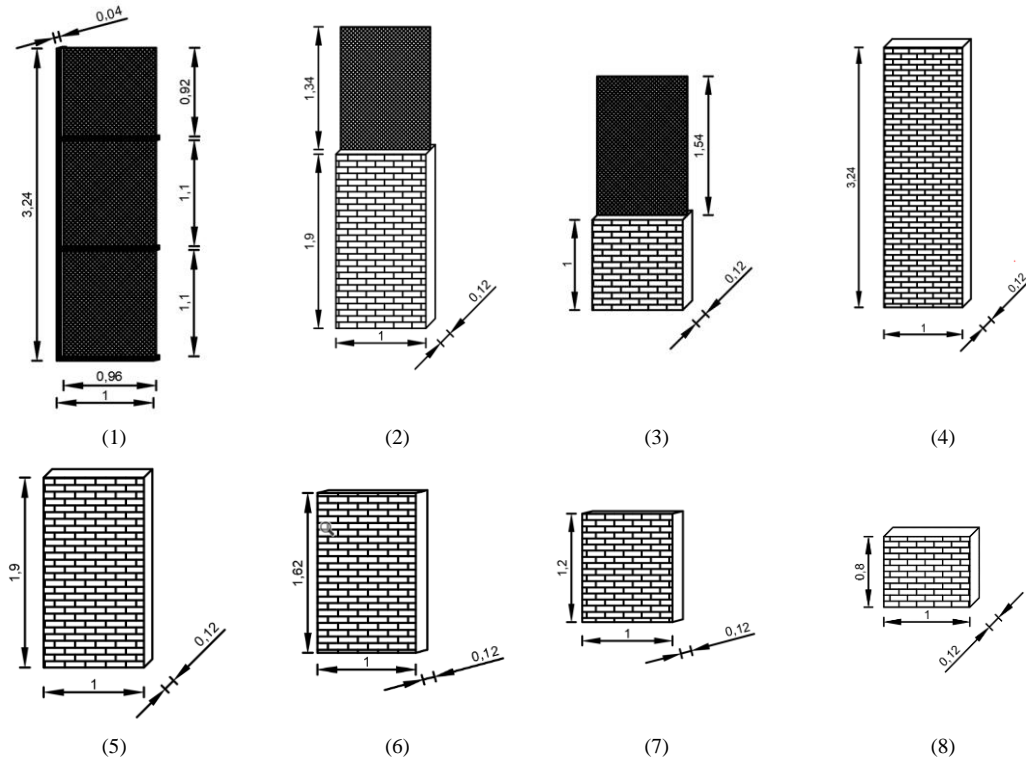
Para cuantificar las cargas de pared se debe conocer la altura y el espesor y se cuantifica por metro lineal, además se debe conocer los pesos específicos de los materiales empleados, a continuación, se presenta los diferentes tipos de paredes y su correspondiente carga muerta de pared por metro lineal.

Tabla 32. Peso específico de materiales de pared

Materiales	Peso específico		Referencia
γ vidrio=	2600	kg/m ³	NEC - SE – CG 2015-Apend 4. Tabla 8. pág. (23)
γ bloque=	1200	kg/m ³	NEC - SE – CG 2015-Apend 4. Tabla 8. pág. (23)
γ mortero=	2000	kg/m ³	NEC - SE – CG 2015-Apend 4. Tabla 8. pág. (22)
γ aluminio=	2700	kg/m	NEC - SE – CG 2015-Apend 4. Tabla 8. pág. (22)

Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 39. Tipo de paredes



Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 33. Carga de pared por metro lineal

Tipo de pared	Elemento	Dimensiones		Peso Específico kg/m ³	Peso parcial kg/m	Peso total kg/m
		Altura (m)	Espesor (m)			
1	Vidrio	3,12	0,006	2600	48,67	112,18
	Aluminio	4,2	0,0056	2700	63,50	
2	Pared	1,9	0,12	1200	273,60	484,50
	Recubrimiento	1,9	0,025	2000	95,00	
	Vidrio	1,34	0,006	2600	20,90	
3	Pared	1	0,12	1200	144,00	268,02
	Recubrimiento	1	0,025	2000	50,00	
	Vidrio	1,54	0,006	2600	24,02	
4	Pared	3,24	0,12	1200	466,56	790,56
	Recubrimiento	3,24	0,025	2000	162,00	
5	Pared	1,9	0,12	1200	273,60	463,60
	Recubrimiento	1,9	0,025	2000	95,00	
6	Pared	1,62	0,12	1200	233,28	395,28
	Recubrimiento	1,62	0,025	2000	81,00	
7	Pared	1,2	0,12	1200	172,80	292,80
	Recubrimiento	1,2	0,025	2000	60,00	
8	Pared	0,8	0,12	1200	115,2	195,20
	Recubrimiento	0,8	0,025	2000	40,00	

Fuente: Danny Gutiérrez

- **Cuantificación del peso propio de pared en losa**

En las siguientes tablas se muestran estas cargas para cada nivel y se calcula de la siguiente forma:

$$\text{Peso total de pared} = \text{Peso de pared} * \text{Longitud de pared} \quad \text{Ec. (51)}$$

$$\Delta P = \frac{\text{Peso total de pared}}{\text{Área tablero}} \quad \text{Ec. (52)}$$

Tabla 34. Peso propio de pared en losa

Tablero	Área (m ²)	Sobrecarga (kg/m ²)				
		N+3.24	N+6.48	N+9.72	N+12.96	N+16.20
AB12	44,76	64,60	0,00	0,00	0,00	0,00
AB34	44,76	167,79	167,79	167,79	167,79	0
BC12	52,58	215,16	0,00	0,00	0,00	0,00
BC34	45,69	238,78	238,78	238,78	238,78	166,11

Nota: Los niveles empleados corresponde al modelado del edificio en ETABS, para facilidad de aplicación.

Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 35. Peso propio de pared en losa, (volados)

Nivel ETABS	# Volado	Área (m ²)	Longitud (m)	Tipo carga de pared	Carga Pared	Carga Loseta	Carga divisiones	Sobrecarga (kg/m ²)
				(kg/m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	
N+3.24	1	5,95	7,00	484,50	570	220,00	218,16	1008,17
N+3.24	2	6,99	8,22	484,50	570,00	220,00	185,79	975,79
N+3.24	3	5,95	7,00	484,50	570,00	220,00	218,16	1008,17
N+3.24	4	6,33	9,10	484,50	696,25	227,38	153,74	1077,37
N+3.24	5	6,33	9,10	484,50	696,25	227,38	153,74	1077,37
N+3.24	6	5,95	7,00	484,50	570,00	220,00	218,16	1008,17
N+3.24	7	6,99	8,22	484,50	570,00	220,00	185,79	975,79
N+3.24	8	5,95	7,00	484,50	570,00	220,00	218,16	1008,17
N+3.24	9	4,46	6,65	484,50	722,01	220,00	218,16	1160,17
N+3.24	10	4,46	6,65	484,50	722,01	220,00	218,16	1160,17
N+6.48	1	9,65	3,15	790,56	258,14	189,90	16,19	601,21
			7,57	195,20	153,17			
N+6.48	2	7,70	6,65	195,20	168,58	209,00	20,28	515,93
			1,15	790,56	118,07	0,00	0,00	
N+6.48	3	8,47	10,25	790,56	956,70	0,00	0,00	956,70
N+6.48	4	8,47	10,25	790,56	956,70	0,00	0,00	956,70
N+6.48	5	7,70	1,15	790,56	118,07	0,00	0,00	371,28
			6,1	195,20	154,64	0,00	0,00	
			1,35	463,60	81,28	17,29	0,00	
N+6.48	6	7,61	11,07	463,60	674,21	220,00	0,00	894,21
N+6.48	7	1,32	3,15	790,56	1886,56	0,00	0,00	1886,56
N+6.48	8	9,08	11,40	790,56	992,55	0,00	0,00	992,55

Tabla 35. (Continuación)Peso propio de pared en losa, (volados)

Nivel ETABS	# Volado	Área	Longitud	Tipo carga de pared	Carga Pared	Carga Loseta	Carga divisiones	Sobrecarga
		(m2)	(m)	(kg/m)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)
N+6.48	9	9,08	11,40	790,56	992,55	0,00	0,00	992,55
N+9.72	1	1,32	3,15	790,56	1886,56	0,00	0,00	1886,56
N+9.72	2	13,99	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
N+9.72	3	9,08	11,4	790,56	992,55	0,00	0,00	992,55
N+9.72	4	9,08	11,4	790,56	992,55	0,00	0,00	992,55
N+9.72	5	6,38	1,35	463,60	98,10	20,86	0,00	118,96
N+9.72	6	7,61	11,07	463,60	674,21	220,00	0,00	894,21
N+9.72	7	1,32	3,15	790,56	1886,56	0,00	0,00	1886,56
N+9.72	8	9,08	11,40	790,56	992,55	0,00	0,00	992,55
N+9.72	9	9,08	11,40	790,56	992,55	0,00	0,00	992,55
N+16.20	1	9,647	9,72	292,80	295,02	0,00	0,00	295,02
N+16.20	2	7,70	7	292,80	266,18	0,00	0,00	266,18
N+16.20	3	8,47	9,6	292,80	331,86	0,00	0,00	331,86
N+16.20	4	8,47	9,6	292,80	331,86	0,00	0,00	331,86
N+16.20	5	7,70	7	292,80	266,18	0,00	0,00	266,18
N+16.20	6	9,647	9,72	292,80	295,02	0,00	0,00	295,02
N+16.20	7	8,86	12,05	292,80	398,22	0,00	0,00	398,22
N+16.20	8	8,86	12,05	292,80	398,22	0,00	0,00	398,22

Nota: Los valores de carga en volados para el nivel N+12.96 son iguales que los calculados para el nivel N+9.72. Los niveles empleados corresponde al modelado del edificio en ETABS, para facilidad de aplicación.

Fuente: Danny Gutiérrez

- **Carga de losa**

Tabla 36. Cuantificación carga losa

Losa entre pisos						
Elemento	Unidad	Ancho	Espesor	Longitud	Peso Específico (Kg/m3)	Peso (kg/m2)
Loseta		1	1	0,05	2400	120,00
Nervios		0,1	0,2	1,9	2400	91,2
Alisado sup.		1	1	0,03	2000	60
Acabado		1	1	0,025	1800	45
Alivianamientos	3,24	0,5	0,2	0,5	10	1,62
Total:						317,82
Losa entre terraza						
Loseta		1	1	0,05	2400	120,00
Nervios		0,1	0,2	1,9	2400	91,2
Alisado sup.		1	1	0,025	2000	50
Alivianamientos	3,24	0,5	0,2	0,5	10	1,62
Total:						262,82

Fuente: Danny Gutiérrez

- **Carga adicional de losa**

Es necesario para la modelación conocer las cargas que no se consideran al momento de definir la losa en el programa especializado. Como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 37. Cuantificación carga adicional losa

Elemento	Peso (kg/m ²)
Losa entre pisos	
Alisado sup.	60
Acabado	45
Alivianamientos	1,62
Cielo raso GYPSUM	7,8
Total:	114,42
Losa entre terraza	
Alisado sup.	79,8
Alivianamientos	1,62
Cielo raso GYPSUM	7,8
Total:	89,22

Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 38. Cuantificación de carga en losetas sobre mamposterías para archivadores en nivel N +3.24

Elemento	Dimensiones		Peso Especifico kg/m ³	Peso parcial kg/m	Peso total kg/m
	Espesor (m)	Ancho (m)			
Loseta	0,05	0,85	2400	102	187,00
Recubrimiento	0,025	0,85	2000	42,50	
Loseta	0,05	1,1	2400	132	242,00
Recubrimiento	0,025	1,1	2000	55,00	

Fuente: Danny Gutiérrez

Cargas Vivas

Estas cargas se consideran de acuerdo con el uso de la edificación y se toman los valores establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas No sísmicas del 2015.

Tabla 39. Cargas vivas

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kg/m ²)
Aulas	200
Corredor segundo piso y superior	400
Oficinas	240
Áreas de Recepción y corredores del primer piso	480

Fuente: NEC-SE-CG, 2015, pág. 25-27.

2.2.3.6 Irregularidades de la estructura

- **Irregularidades en elevación**

Al realizar la inspección en el subsuelo del edificio se observó la presencia de columnas cortas, figura 40, a excepción del muro del eje A. El muro de sótano alcanza una altura de 1.90 m, siendo la altura de entrepiso 3.24 m, generando una irregularidad en elevación severa como se indica en el apartado 3.10.1 de FEMA P-154. Es por esto se considera un $\emptyset_E = 0.9$.

Figura 40. Irregularidad en elevación-Columna Corta



Fuente: Danny Gutiérrez

- **Irregularidades en planta**

En la losa del nivel N+3.24 se presenta la mayor discontinuidad por existir una considerable área hueca, por lo que se evalúa una irregularidad en planta del tipo 3, de

acuerdo con la Tabla 13 de la NEC-SE-DS del 2015, aunque no se cumple la condición $(C \times D) > 0.5(A \times B)$, se considera un coeficiente de regularidad en planta $\phi_p = 0.9$ debido a que existen diferencias en la configuración en planta entre los distintos niveles como se muestra en la sección 2.2.3.1.

2.2.3.7 Carga sísmica

La carga sísmica se representa por medio del espectro de respuesta, el cual se obtiene mediante parámetros establecidos por la NEC de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente del 2015, entre ellos el factor de zona Z que depende de la ubicación del proyecto, el tipo de suelo, el tipo de sistema estructural, el uso de la edificación y datos sobre la configuración estructural de la edificación y se presentan en la tabla 40.

Tabla 40. Parámetros para establecer el espectro de respuesta para el análisis espectral

DATOS DE LA EDIFICACIÓN					
UBICACIÓN	AMBATO				
SISTEMA ESTRUCTURAL	PÓRTICOS ESPECIALES SISMO RESISTENTE, DE HORMIGÓN ARMADO CON VIGAS DESCOLGADAS.				
USO	CENTRO DE EDUCACIÓN SUPERIOR				
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO SISMO RARO TR=475 AÑOS					
	Nomenclatura	Valor	Pág.	Ítem	NEC
TIPO DE PERFIL		D	29	3.2.1	NEC-SE-DS
VALOR DEL FACTOR DE ZONA	Z(%g)	0,4	27	3.0.0	NEC-SE-DS
RELACIÓN ESPECTRAL Sa y el PGA	n	2,48	34	3.3	NEC-SE-DS
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN	Fa	1,2	31	3.3.2	NEC-SE-DS
COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO	Fd	1,19	31	3.2.3	NEC-SE-DS
COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL	Fs	1,28	32	3.3.2	NEC-SE-DS
FACTOR DE UBICACIÓN GEOGRÁFICA NO LINEAL	r	1	34	3.3	NEC-SE-DS
PERÍODO LÍMITE DE VIBRACIÓN	Te	0,70	34	3.3	NEC-SE-DS
ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA	Sa	1,1472	34	3.3.2	NEC-SE-DS
PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN					
COEFICIENTE TIPO DE EDIFICIO	Ct	0,055	62	6.3.3	NEC-SE-DS
ALTURA MÁXIMA DESDE LA BASE	hn	17,54			
COEFICIENTE TIPO DE EDIFICIO	a	0,9	62	6.3.3	NEC-SE-DS
PERÍODO DE VIBRACIÓN	TA1	0,724	62	6.3.3	NEC-SE-DS
PERÍODO DE VIBRACIÓN MÁXIMO	T MAX	0,94			
CORTE BASAL					
COEFICIENTE RELACIONADO CON T	K	1,1122	67	6.3.5	NEC-SE-DS
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	I	1,3	39	4.1	NEC-SE-DS
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	ϕ_p	0,9	50	5.2.3	NEC-SE-DS
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ϕ_E	0,9	51	5.2.3	NEC-SE-DS
FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	R	8	65	6.3.4	NEC-SE-DS
CORTANTE BASAL MÍNIMO	C	0,2301	61	6.3.2	NEC-SE-DS

Fuente: Danny Gutiérrez

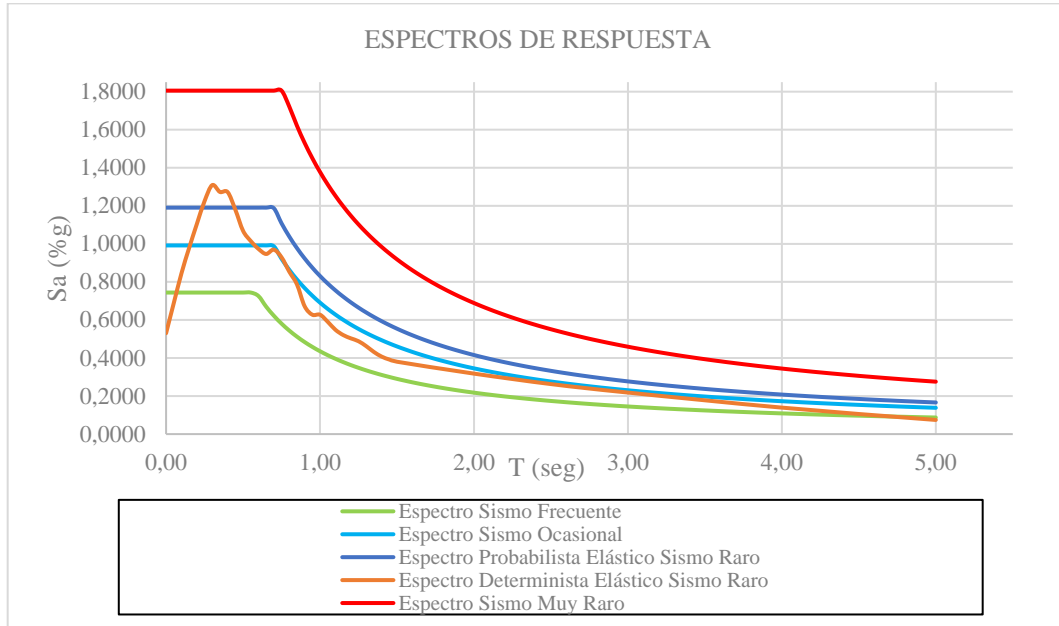
Para el análisis dinámico espectral se va a utilizar el espectro propuesto por la NEC-SE-DS 2015, para un periodo de retorno de $Tr = 475$ años, con una probabilidad de excedencia en 50 años del 10%, denominado sismo raro y el espectro determinista establecido en el Estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi de Fabricio Paúl Cobos Torres. Tanto los valores y gráfica del espectro se presentan en la tabla 41 y figura 41 respectivamente.

Tabla 41. Valores para graficar los espectros de respuesta para el análisis espectral

Espectro Determinista		Espectro Probabilista NEC 2015	
T (seg)	Sa (%g)	T (seg)	Sa (%g)
0	0,5304	0	1,1904
0,05	0,6885	0,05	1,1904
0,1	0,8452	0,1	1,1904
0,15	0,9793	0,15	1,1904
0,2	1,1047	0,2	1,1904
0,25	1,2248	0,25	1,1904
0,3	1,3089	0,3	1,1904
0,35	1,2728	0,35	1,1904
0,4	1,2721	0,4	1,1904
0,45	1,1794	0,45	1,1904
0,5	1,0687	0,5	1,1904
0,55	1,0148	0,55	1,1904
0,6	0,9737	0,6	1,1904
0,65	0,9468	0,65	1,1904
0,7	0,9694	0,7	1,1872
0,75	0,9293	0,75	1,1081
0,8	0,8542	0,8	1,0388
0,85	0,7872	0,85	0,9777
0,9	0,6723	0,9	0,9234
0,95	0,6275	0,95	0,8748
1	0,6275	1	0,8311
1,05	0,5904	1,05	0,7915
1,1	0,5484	1,1	0,7555
1,15	0,5209	1,15	0,7227
1,2	0,5034	1,2	0,6925
1,25	0,4882	1,25	0,6648
1,3	0,4623	1,3	0,6393
1,35	0,4317	1,35	0,6156
1,4	0,4075	1,4	0,5936
1,45	0,3919	1,45	0,5731
1,5	0,3804	1,5	0,5540
2	0,3179	2	0,4155
2,5	0,263	2,5	0,3324
3	0,2183	3	0,2770
4	0,1392	4	0,2078
5	0,0744	5	0,1662

Fuente: Danny Gutiérrez

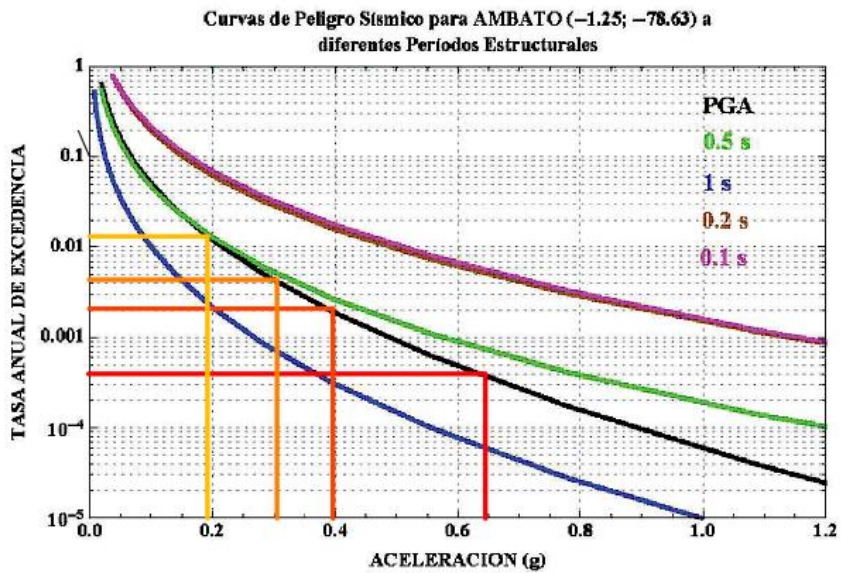
Figura 41. Espectros de respuesta



Fuente: Danny Gutiérrez

Para desarrollar el análisis por desempeño se construye además los espectros de respuesta para los otros niveles de sismo frecuente, ocasional y muy raro, figura 41. Para ello se emplea la curva de peligro sísmico para la ciudad de Ambato, figura 42.

Figura 42. Valores de factor de zona mediante curva de peligro Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015, pág. 112.

Para construir los espectros de respuesta antes mencionados se ingresa a la gráfica de peligro sísmico, figura 42, con el valor de la tasa anual de excedencia descrito en la tabla 9 de la NEC-SE-DS DE 2015, y se interseca a la curva de aceleración máxima en el terreno o *PGA*, obteniéndose el valor del factor de zona *Z*, este proceso se repite para cada nivel de sismo. Con los valores de *Z* se obtienen los coeficientes de perfil de suelo establecidos en la sección 3.2.2 de la misma norma mediante la interpolación y se presentan en la tabla 42 para cada nivel de sismo.

Tabla 42. *Parámetros para los espectros de respuesta para los diferentes niveles de sismo*

PARÁMETRO	Nivel de sismo				
	Nomenclatura	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	I	1,3			
FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	R	8			
TIPO DE PERFIL	Suelo	D			
RELACIÓN ESPECTRAL S_a y el <i>PGA</i>	n	2,48			
FACTOR DE UBICACIÓN GEOGRÁFICA NO LINEAL	r	1			
VALOR DEL FACTOR DE ZONA	Z	0,2	0,31	0,4	0,65
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN	Fa	1,5	1,29	1,2	1,12
COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO	Fd	1,535	1,344	1,19	1,11
COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL	Fs	1,04	1,216	1,28	1,4
PERÍODO LÍMITE DE VIBRACIÓN	Tc	0,585	0,697	0,698	0,763

Fuente: *Danny Gutiérrez*

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

3.1.1 Inspección Visual Rápida FEMA P-154

Para la ejecución de la Inspección Visual Rápida o *RVS* se realizó una visita técnica al Edificio de Ciencias Aplicadas, Campus Huachi, tanto a su exterior y parcialmente al interior de la edificación debido a que la mayoría de las aulas se encontraban cerradas, tomando en cuenta todos los lineamientos descritos en el capítulo 1.

3.1.1.1 Primer nivel


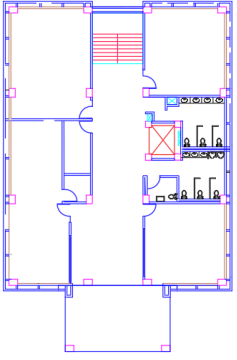
Inicialmente se completaron los datos de identificación y ubicación de la edificación, seguidamente se registra el año de construcción correspondiente al año 2018, el tipo de suelo de acuerdo con la NEC 2015 es el Tipo D, el cual coincide con la clasificación de suelo Tipo D de FEMA P-154.

El edificio más cercano se encuentra a 6 metros, valor que es mayor a la distancia mínima para que exista golpeteo. En las regiones de alta sismicidad, el espacio mínimo es de 1 1/2 pulgadas o 4 cm por piso, como especifica en la sección 3.9 de FEMA P-154, por ende, no aplica el peligro por adyacencia. Sin embargo, podría sufrir de caída de edificio aledaño.

El tipo de sistema estructural concierne a edificios con pórticos de hormigón resistente a momentos que para FEMA P-154, en la Tabla 5 presentada en el Capítulo I del presente documento, corresponde al Tipo C1, correspondiéndole un puntaje básico de 1.5.

En cuanto a las irregularidades se considera una irregularidad en elevación severa por la presencia de columnas cortas en el primer nivel de la estructura. Gran parte de la fachada está compuesta por vidrio templado de 6 mm y existe antepechos, de los cuales no se pudo verificar si cuenta con sistemas que permitan mitigar su caída en caso de ocurrir un sismo.

Tabla 43. Formulario de Nivel 1 de Inspección Visual Rápida FEMA P-154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos													Nivel 1 ALTA Sismicidad									
FOTOGRAFÍA 				Dirección: Universidad técnica de Ambato, Edificio Ciencias Aplicadas, Campus Huachi Código Postal: Otra Identificación: Av. Los Chasquis v Rfo Guayllabamba Nombre del edificio: Edificio Ciencia Aplicadas Uso: Centro de educación superior Latitud: -1,267657 Longitud: -78,623164 Ss: _____ S1: _____ Inspector(s): Danny Alexander Gutiérrez Claudio Fecha/Hora: 01/07/2021 (8:00 am) No. Pisos Sobre NPT: <u>4</u> Bajo NPT: <u>1</u> Año de Construcción: 2018 Superficie total del Suelo (m ²): <u>384.24</u> Código año: _____ Adiciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Sí, Años Construcción: _____ Ocupación: Asamblea Comercial Ser. Emergencia Histórico Albergue Industrial Oficina <u>Escuela</u> Gobierno Utilidad Almacén Residencial, # Unid: _____																		
CROQUIS: 				<input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input checked="" type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> DKN Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Dura Débil Denso Duro Blando Pobre Si DKN, asumir Tipo D Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamientos: Si/No/DNK Superficie de Ruptura: Si/No/DNK Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input checked="" type="checkbox"/> Peligro de Caído del Edificio Adyacente Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> Elevación (tipo/severidad) Columna corta <input checked="" type="checkbox"/> Planta(tipo) Aberturas de diafragma Peligros de Caída de Exterior: <input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral <input type="checkbox"/> Revestimiento pesado o de chapa de madera <input checked="" type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Apéndices <input checked="" type="checkbox"/> Otros: Vidrios COMENTARIOS: Aunque el ancho de la abertura es menor al 50 % del ancho del difragma en el nivel 0+3.24m, se considera una irregularidad en planta ya que es diferente a las plantas de otros niveles y existen variaciones en los volados en cada nivel. <input type="checkbox"/> Dibujos adicionales o comentarios en página separada																		
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																						
TIPO DE EDIFICIO FEMA	NO SE SABE	W1	W1 A	W2	S1 (MR F)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MR F)	C2 (SW)	C3 (UR MI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	UR M	MH				
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5				
Irregularidad Vertical Grave, V _{LI}	-	1.2	-1.2	-1.2	-1	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA				
Irregularidad Vertical Moderada, V _{LI}	-	0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA				
Irregularidad en Planta, P _{LI}	-	1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA				
Pre-Código	-	1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1				
Posterior- Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2				
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3				
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4				
Suelo Tipo E (>3 Pisos)	-	0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA				
Puntaje Mínimo S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0				
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1 ≥ S_{MIN}													1.5-0.9 = 0.6 > 0.3 => SL1 = 0.6									
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN						OTROS RIESGOS						ACCIÓN REQUERIDA										
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo						¿Hay peligro que provoque una evaluación detallada estructural?						¿Se requiere de una evaluación estructural detallada?										
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso						<input type="checkbox"/> Potencial golpeteo (a menos que SL2>que el puntaje límite aceptable).						<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio										
Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No						<input type="checkbox"/> Riesgos de caída de edificios altos adyacentes más altos.						<input checked="" type="checkbox"/> Si, puntaje menor que límite.										
Fuente del tipo de Suelo: Ensayo SPT						<input type="checkbox"/> Riesgos geológicos o tipo de Suelo F						<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes										
Fuente de los Peligros Geológico: FEMA P-154						<input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural						<input type="checkbox"/> No										
Persona de Contacto:												¿Evaluación no estructural detallada recomendada?										
¿SE REALIZO LA PRUEBA DE NIVEL 2?												<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados										
<input checked="" type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2: <u>1</u>												<input checked="" type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren demitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada										
¿Peligros no estructurales?						<input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No						<input type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK										
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe																						
Leyenda: MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diagrama flexible BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up																						

Fuente: Danny Gutiérrez

Como se detalla en la tabla 43, el puntaje final formulario de nivel 1 debe ser mayor al $S_{min} = 0.3$ caso contrario se adopta dicho valor, que depende del tipo de edificación.

$$SL1 = Puntaje \text{ Básico} + Modificadores > S_{min} \quad Ec. (53). FEMA P-154, 2015.$$

$$SL1 = 1.5 + (-0.9)$$

$$SL1 = 0.6$$

$$SL1 = 0.6 > 0.3 \text{ ok}$$

De acuerdo con el puntaje final obtenido $SL1 = 0.6$, la probabilidad de que el edificio colapse es de 1 en 4 o del 25 %, siendo este valor una probabilidad aproximada ya que se basa en datos analíticos y observados.

3.1.1.2 Segundo nivel

Debido al puntaje final obtenido en el Formulario de Nivel 1 $SL1=0.6$ es menor a la puntuación final límite $S_{lim} = 2$, se considera necesario una evaluación estructural más detallada, por lo cual se procede a completar la información del Formulario de Nivel 2 de Alta sismicidad en congruencia con el del Nivel 1. De la misma forma que el formulario de Nivel 1 se procede a llenar datos informativos de la edificación.

El puntaje básico para este segundo formulario que corresponde a la diferencia entre $SL1$ y los modificadores de elevación $VL1$ y planta $PL1$.

$$S' = (SL1 - VL1 - PL1) \quad Ec. (54). FEMA P-154, 2015.$$

$$S' = (0.6 - (-0.9)) = 1.5$$

Como ya se había mencionado en el formulario de nivel 1 la principal afectación al edificio es la ocasionada por el muro de sótano al generar una columna corta en las columnas del subsuelo por lo que según el apartado 4.3.1 de FEMA P-154 se debe aplicar este modificador por irregularidad en elevación de -0.5 como se muestra en la tabla 42. Siendo el puntaje final del formulario de nivel 2:

$$SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) \geq S_{MIN} \quad Ec. (55). FEMA P-154, 2015.$$

$$SL2 = (1.5 + (-0.5)) = 1 \geq 0.3 \text{ ok}$$

$$SL2 = 1$$

Tabla 44. Formulario de Nivel 2 de Inspección Visual Rápida FEMA P-154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos. (Opcional)			Nivel 2	
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.			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:	Edificio Ciencias Aplicadas	Puntaje Final Nivel 1:	SL1= 0.6 (no se considera S _{MIS})	
Inspector:	Danny Gutiérrez	Modificadores de Irreg. Nivel 1:	Irregularidad Vertical, VL1= -0.9	Irregularidad en planta, PL1= 0
Fecha/Hora:	01/07/2021 (8:40 am)	Puntaje básico ajustado:	S'=(SL1-VL1-PL1) = (0.6-(-0.9))= 1.5	
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE BASICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	SI	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	VL2 = -0.5 (Límite en -1.2)
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0.3	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared noarriostada en el espacio dejado.	-0.6	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio paragaraje sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la mismalínea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)	-1.2	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-0.9	
		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.	-0.5	
	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.	-1.0	
		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 existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna.	-0.5	
	Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5	
Otra Irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación.	-1.0		
	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 = 0 (Límite en -1.2)	
	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 de la edificación más baja y estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-1.0
				-1.0
				-0.5
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.			-1.0
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 arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.			1.2
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: SL2 = (1.5 - 0.5) = 1 ≥ SMIN ok				
Transferir al Formulario Nivel 1				

Tabla 44. (Continuación) *Formulario de Nivel 2 de Inspección Visual Rápida FEMA P-154*

Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS				
Ubicación	Declaración (Chequear "Sí" o "No")	Sí	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada ni arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.	X		
	Existen revestimientos pesados.		X	
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.		X	
	Existe un letrero colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.		X	
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.		X	
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.	X		Vidrios
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.		X	
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.		X	
Desempeño Sísmico no Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada <input checked="" 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 requería.				
Comentarios:				

Fuente: Danny Gutiérrez

De acuerdo con el puntaje final obtenido $SL2 = 1$, la probabilidad de colapso aproximada es de 1 en 10 o del 10 %. Finalmente, de acuerdo con los formularios antes mencionados no se requiere evaluación no estructural detallada. Si embargo se necesita aplicar procesos de mitigación para evitar su desprendimiento como es el caso de los antepechos y de las ventanas de vidrio.

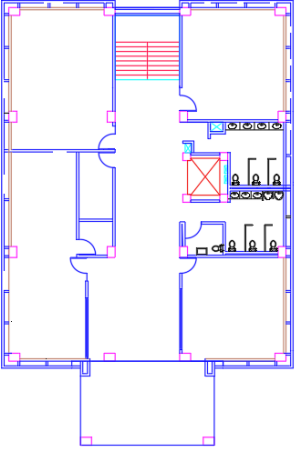

3.1.2 Inspección visual rápida NEC 2015

Para completar el formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 2015, se tomarán en cuenta los peligros y afecciones de la edificación identificadas y descritos en la sección anterior.

Los campos requeridos para este formulario inicialmente corresponden a la información de identificación y ubicación del edificio. Por otro lado, solicita el número de pisos en este caso 5, el área de $384,24 m^2$, y el año de construcción 2018.

El sistema estructural del edificio como se detalla en el Capítulo II es un pórtico de hormigón armado resistente a momento, y de acuerdo con la tabla 7, la tipología estructural es C1 o Pórtico de hormigón armado por lo cual se le asigna un puntaje básico de 2.5.

Tabla 45. Formulario evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 2015

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
					DATOS DE EDIFICACION:									
					Dirección: Av. Los Chasquis y Río Guayllabamba									
					Nombre de la edificación: Edificio Ciencias Aplicadas									
					Sitio de referencia: Universidad técnica de Ambato, Campus Huachi									
					Tipo de uso: Centro de educación superior					Fecha de evaluación: 01/07/2021				
					Año de construcción: 2018					Año de remodelación:				
					Área construida en m2: 384,24					Número pisos: 5				
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador: Danny Alexander Gutiérrez Claudio														
C.I. 0503596884														
Registro SENESCYT:														
Fotografía:														
														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado			C1	Pórtico acero laminado			S1					
Mamostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales			C2	Pórtico acero laminado con diagonales			S2					
Mamostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mamostería confinada			C3	Pórtico acero doblado en frío			S3					
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	sin refuerzo			C3	Pórtico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado			S4					
		H. Armado prefabricada			PC	Pórtico acero con paredes mamostería			S5					
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S					2.2									
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial													
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad										X			
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
										Firma responsable Evaluación				
OBSERVACIONES. –														
De acuerdo con el puntaje S obtenido la edificación tiene un grado de vulnerabilidad sísmica media.														

Fuente: Danny Gutiérrez

Por la altura de la edificación 5 pisos se le aplica un modificador de 0.4, por la presencia de columna corta se le asigna un modificador negativo con un valor de -1.5, por el año de construcción 2018 se le contempla un modificador de 1.4. Finalmente, por el tipo de suelo D, se adjudica la edificación un modificador de puntuación de -0,6, como se muestra en la Tabla 45. El puntaje final S se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \text{Puntaje básico} + \text{Modificadores} \quad \text{Ec. (56), NEC, 2015}$$

$$S = 2.5 + 0.4 + (-1.5) + 1.4 + (-0.6)$$

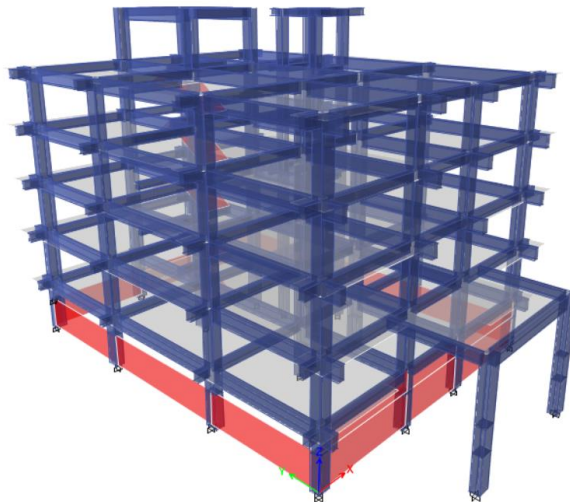
$$S = 2.2$$

Se obtuvo una puntuación final S de 2.2 que de acuerdo con la tabla 8, de este documento y referida de la NEC 15, el edificio posee un grado de media vulnerabilidad sísmica, por lo que la estructura deberá ser analizada estructuralmente con mayor detalle.

3.1.3 Análisis dinámico espectral

Para el desarrollo de este análisis es necesario emplear el software especializado en estructuras ETABS, para ello se define los materiales, secciones y cargas detalladas en el capítulo anterior. Terminado la modelación de la estructura se ejecuta el programa ETABS para obtener los resultados.

Figura 43. Modelado de la Estructura



Fuente: ETABS 2018

3.1.3.1 Periodo de vibración

Según la NEC-SE-DS, sección 6.3.3, el periodo de vibración de la estructura Ta_2 , determinado por el método 2, no debe ser mayor en un 30% del valor de Ta_1 , determinado con el método 1[12].

$$Ta_1 = Ct * hn^\alpha \quad \text{Ec. (57). NEC-SE-DS, 2015.}$$

$$Ta_2 \leq 1.3Ta_1 \quad \text{Ec. (58) . NEC-SE-DS, 2015.}$$

Dónde:

Ta_1 : Periodo de vibración de la estructura por el método 1

Ta_2 : Periodo de vibración de la estructura por el método 2

Ct : Primer coeficiente que depende del tipo de edificio

α : Segundo coeficiente que depende del tipo de edificio

hn : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base, en metros.

$$Ta_1 = 0.055 \times 17.54^{0.9}$$

$$Ta_1 = 0.724 \text{ s}$$

Tabla 46. Periodo de vibración de la estructura

Modal	Periodo de vibración			
	método 1 Ta_1	Método 2 Ta_2	1.3x Ta_1	$Ta_2 < (1.3xTa_1)$
	(s)	(s)	(s)	
Modal	0,724	0,958	0,942	No cumple
Modal X+	0,724	0,958	0,942	No cumple
Modal X-	0,724	0,958	0,942	No cumple
Modal Y+	0,724	0,961	0,942	No cumple
Modal Y-	0,724	0,978	0,942	No cumple

Fuente: ETABS 2018

$$Ta_2 \leq 1.3Ta_1$$

$$0.978 \text{ s} \leq 0.942 \text{ s} \Rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

La NEC-SE-DS 2015, en la sección 6.3.6, especifica que se debe aplicar un desplazamiento del centro de masas del piso, en un 5% de la dimensión máxima del edificio en dicho piso, de manera perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales, con el objetivo de tomar en cuenta los efectos de torsión accidental.

Es por esto que se definen 5 tipos de masa como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 47. Tipos de masa definidos para el análisis espectral

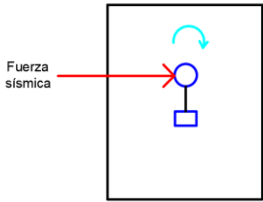
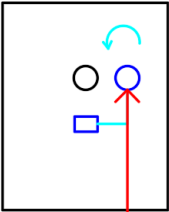
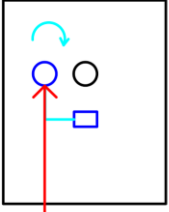
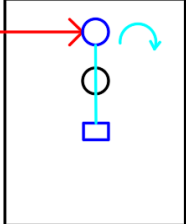
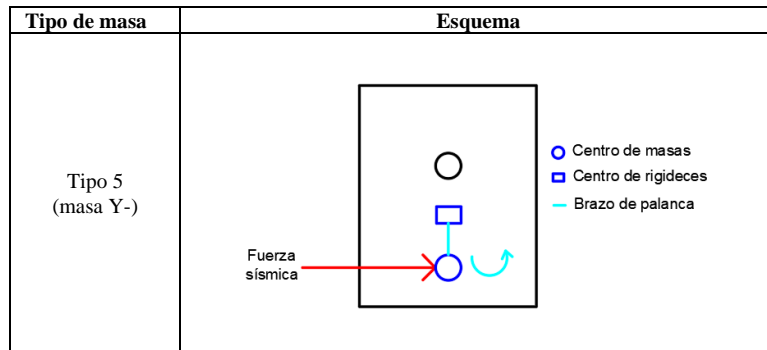
Tipo de masa	Esquema
Tipo 1 (masa)	 <p data-bbox="751 720 812 762">Fuerza sísmica</p> <ul data-bbox="1019 720 1154 789" style="list-style-type: none"> ○ Centro de masas □ Centro de rigideces — Brazo de palanca
Tipo 2 (masa X+)	 <p data-bbox="894 1104 954 1140">Fuerza sísmica</p> <ul data-bbox="976 951 1110 1020" style="list-style-type: none"> ○ Centro de masas □ Centro de rigideces — Brazo de palanca
Tipo 3 (masa X-)	 <p data-bbox="813 1440 873 1476">Fuerza sísmica</p> <ul data-bbox="976 1293 1110 1362" style="list-style-type: none"> ○ Centro de masas □ Centro de rigideces — Brazo de palanca
Tipo 4 (masa Y+)	 <p data-bbox="711 1503 771 1545">Fuerza sísmica</p> <ul data-bbox="1024 1556 1175 1625" style="list-style-type: none"> ○ Centro de masas □ Centro de rigideces — Brazo de palanca

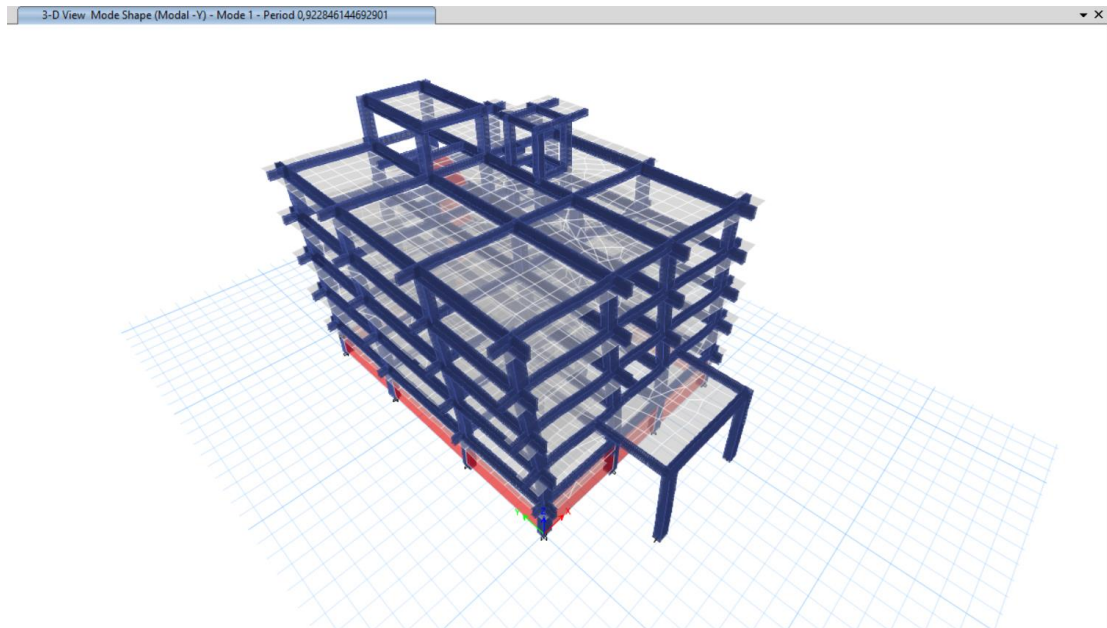
Tabla 47. (Continuación) Tipos de masa definidos para el análisis espectral



Fuente: Danny Gutiérrez

Analizando el movimiento de las masas en todos los sentidos, se estableció que el mayor periodo de vibración se obtiene en el Modal Y-, con un valor de 0.978 s, que supera 1.3 del periodo de vibración T_{a1} y por lo tanto no cumple con la norma NEC, como se detalla en la Tabla 44. En base a esto se considera analizar el cumplimiento de los parámetros de sismo resistencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción bajo el caso de desplazamiento del centro de masas en el sentido Y-.

Figura 44. Periodo de vibración de la estructura método 2



Fuente: ETABS 2018

3.1.3.2 Participación modal de la masa

En base a la NEC-SE-DS 2015, sección 6.2.2, literal e, se debe considerar la participación de la masa modal acumulada en al menos el 90% del total de la masa de la estructura, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

En la tabla 48 se muestra la participación de masa acumulada cumplen el 90%, en el sentido X en el dieciochoavo modo de vibración y en el sentido Y en el diecisieteavo modo de vibración.

Tabla 48. Participación modal de la masa

Masa acumulada		
Modo -Y	SumUX	SumUY
1	0,6174	0,0005
2	0,6183	0,7127
3	0,6637	0,7136
4	0,7764	0,7138
5	0,7766	0,818
6	0,7781	0,8189
7	0,8267	0,8198
8	0,8288	0,8421
9	0,8308	0,8435
10	0,8313	0,8642
11	0,838	0,8648
12	0,8545	0,8649
13	0,8545	0,8811
14	0,8586	0,8834
15	0,8779	0,8836
16	0,8862	0,8839
17	0,8864	0,910
18	0,919	0,9099
19	0,9301	0,9164
20	0,9302	0,9268
21	0,9314	0,965
22	0,9314	0,9668
23	0,9334	0,967
24	0,9352	0,9671

Tabla 48. (Continuación) Participación modal de la masa

Modo -Y	SumUX	SumUY
25	0,9352	0,977
26	0,9381	0,9781
27	0,956	0,9785
28	0,9772	0,9793
29	0,9905	0,9824
30	0,9915	0,9875

Fuente: ETABS 2018

3.1.3.3 Comportamiento de la estructura

Para esto se analiza el giro estructural con respecto al mayor desplazamiento en X o en Y, si esta relación no supera o iguala el 30 %, el movimiento se considera traslacional.

$$\%Torción\ relativa = \frac{Rz}{\max(Ux; Uy)} * 100 \quad Ec. (59)$$

Tabla 49. Comportamiento de la estructura

Case	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%Torsión	Tipo
Modal -Y	1	0,978	0,6174	0,0005	0,0641	10,38%	Traslacional
Modal -Y	2	0,835	0,0009	0,7122	0,0026	0,37%	Traslacional
Modal -Y	3	0,743	0,0455	0,0009	0,5735	1260,44%	Rotacional

Fuente: ETABS 2018

Como se expone en la tabla 49, el comportamiento de la estructura para los dos primeros modos de vibración es traslacional y el tercer modo de vibración el movimiento es rotacional.

3.1.3.4 Cortante estático vs cortante dinámico

La NEC-SE-DS 2015, en la sección 6.2.2, literal b, requiere ajustar el cortante dinámico total en la base de la estructura, de tal forma que no debe ser menor que el 80 % u 85% del cortante basal obtenido en el análisis estático, para estructuras regulares e irregulares respectivamente[12].

El edificio de Ciencias Aplicadas presenta columnas cortas en su configuración estructural como se presentó anteriormente, por lo tanto, se considera a la estructura como irregular y por ende se evalúa el cortante basal dinámico para que cumpla con el 85%.

Tabla 50. Cortante estático vs cortante dinámico

Tipo de Espectro	Cortante basal				Observación
	Dirección	Estático VE	Dinámico VD (Modal -Y)	VD/VE	
		(Ton)	(Ton)	%	
NEC 15	X	554,29	471,09	85%	Cumple
	Y	554,29	471,15	85%	Cumple
Determinista	X	447,80	380,60	85%	Cumple
	Y	447,80	380,58	85%	Cumple

Fuente: ETABS 2018

Como, se presenta en la tabla 50, el cortante basal dinámico es el 85% del cortante basal obtenido por el método estático y por ende cumple el requerimiento de la NEC-SE-DS tanto para el espectro de la NEC 2015, como para el espectro determinista.

3.1.3.5 Deriva de piso

Se calculan las derivas inelásticas máximas de piso, con el objetivo de controlar las deformaciones, para ello es necesario emplear secciones agrietadas, las cuales están descritas en la sección 6.1.6 de la NEC-SE-DS, del 2015. Además, se debe considerar que el límite máximo de deriva inelástica no debe exceder el 2 % para estructuras conformadas en hormigón armado, esto de conformidad a la Norma Ecuatoriana de la Construcción de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente del 2015, en la sección 6.3.9. La deriva máxima de piso debe se determina mediante la expresión:

$$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E \quad \text{Ec. (60). NEC-SE-DS, 2015.}$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

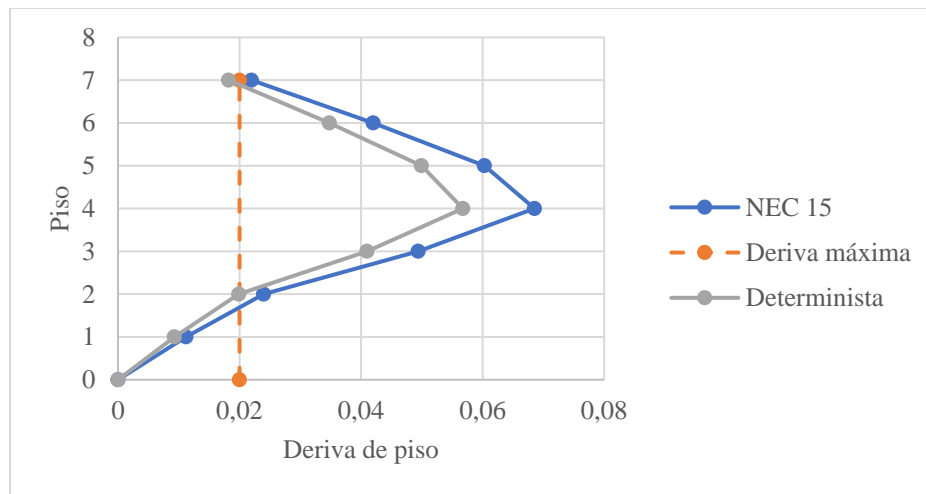
Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia

Las derivas inelásticas fueron calculadas en base a los resultados del análisis espectral que considera el desplazamiento del centro de masas en el sentido Y-, debido a que en este sentido se presenta mayores efectos en la estructura como se había mencionado anteriormente.

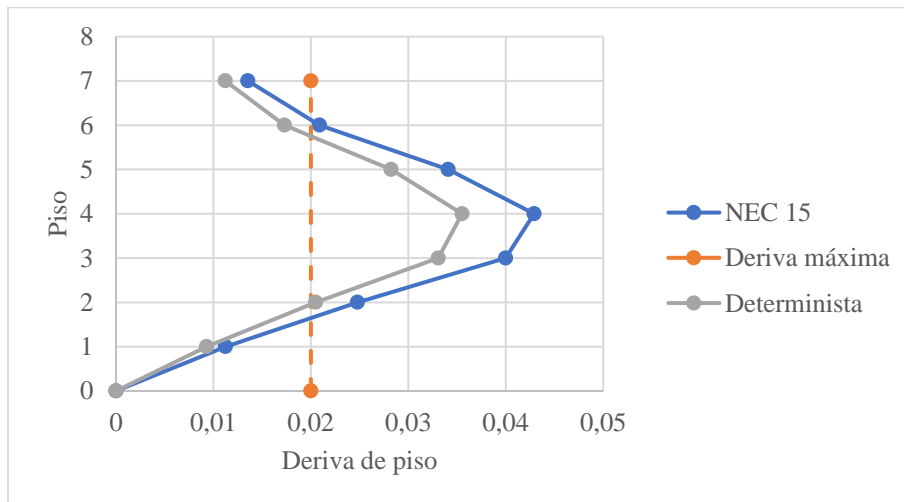
Análisis Estático

Figura 45. Deriva inelástica por cortante estático sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 46. Deriva inelástica por cortante estático sentido Y



Fuente: ETABS 2018

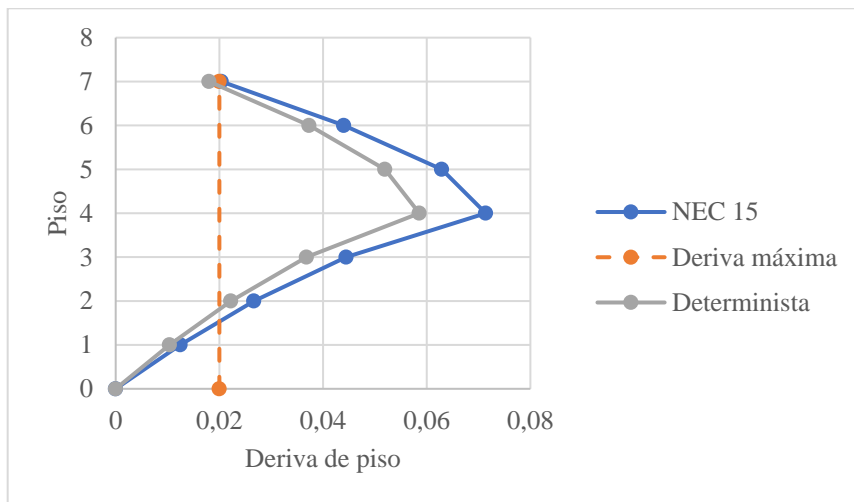
Tabla 51. Deriva máxima de piso por cortante estático

Espectro	Sentido	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE	$\Delta E < 2\%$
NEC 2015	X	0,011423	0,068538	6,85% NO CUMPLE
	Y	0,005875	0,03525	3,53% NO CUMPLE
Determinista	X	0,00946	0,05676	5,68% NO CUMPLE
	Y	0,005919	0,035514	3,55% NO CUMPLE

Fuente: ETABS 2018

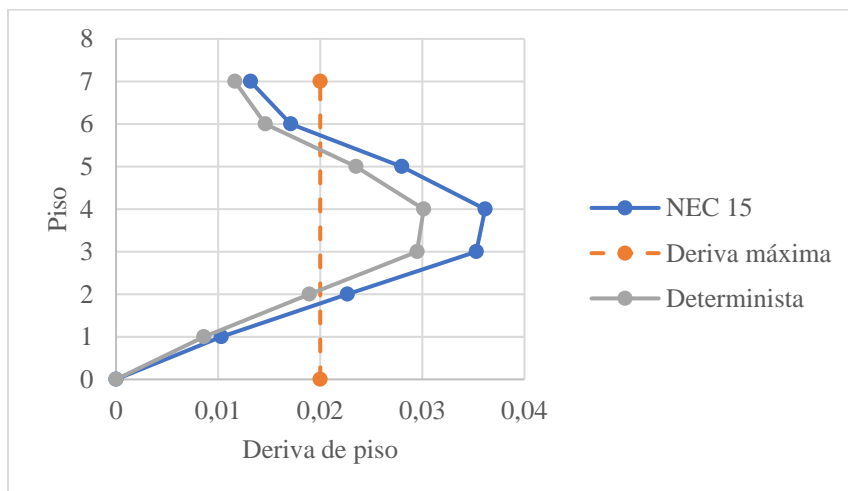
Análisis Dinámico

Figura 47. Deriva inelástica por cortante dinámico sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 48. Deriva inelástica por cortante estático sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Tabla 52. Deriva máxima de piso por cortante dinámico

Espectro	Sentido	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
NEC 2015	X	0,011898	0,071388	7,14%	NO CUMPLE
	Y	0,006025	0,03615	3,62%	NO CUMPLE
Determinista	X	0,009763	0,058578	5,86%	NO CUMPLE
	Y	0,005022	0,030132	3,01%	NO CUMPLE

Fuente: ETABS 2018

Como se observó tanto en las tablas 51 a 52 y en las figuras 45 a 48, las derivas máximas de piso tanto para cortante estático como para cortante dinámico exceden el 2%, esto para los dos espectros considerados. Por lo cual, se determina que la estructura necesita un reforzamiento para cumplir los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.

3.1.4 Propuesta de reforzamiento de la estructura

3.1.4.1 Propuesta de reforzamiento global de la estructura

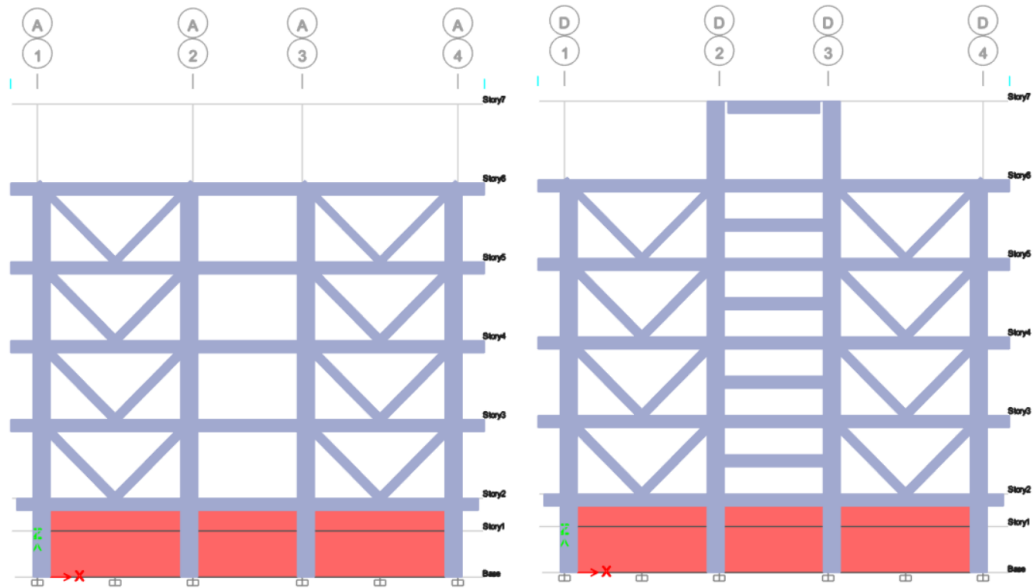
- **Riostras**

Se plantea la implementación de riostras para controlar los excesivos desplazamientos que presenta el edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi. Las riostras son elementos que se implementan a los pórticos con el objetivo de disipar energía, a través de la generación de deformaciones inelásticas.

La NEC-SE-DS del 2015, menciona que al menos el 75% del cortante basal debe ser absorbido por las diagonales rigidizadoras.

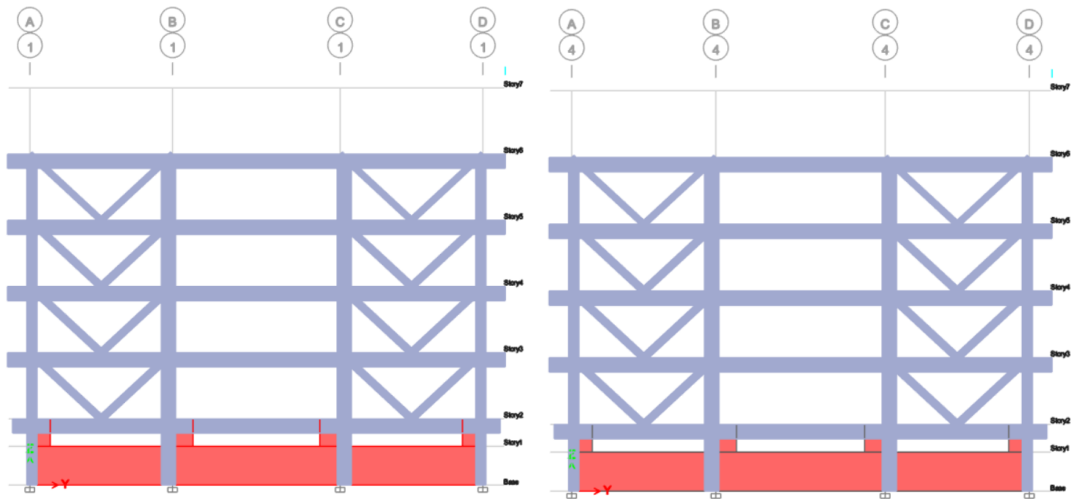
Se establece utilizar riostras tipo V, como se muestra en las figuras 49y 50, debido a que mediante el análisis en el software especializado la estructura presenta un mejor comportamiento.

Figura 49. Ubicación de las riostras sentido X, pórtico A y pórtico D



Fuente: ETABS 2018

Figura 50. Ubicación de las riostras sentido Y, pórtico 1y pórtico2



Fuente: ETABS 2018

Las vigas de acero IPE 360 se emplean en los niveles N+6.48 m a N+12.96 m, mientras que en el nivel N+16.20 m se utilizan las vigas IPE 300.

Tabla 53. Propiedades del perfil de acero para las riostras IPE 300

Perfil	IPE 300					
Acero	A36					
E	2039000	kg/cm ²				
Fy	2530	kg/cm ²	248			Mpa
Fu	4077	kg/cm ²	400			Mpa

Dimensión	mm	in	Propiedades				
h	300	11,81	Área	53,80	cm ²	8,34	in ²
b	150	5,91	Ix	8360	cm ⁴	200,85	in ⁴
e	7,1	0,28	Iy	604	cm ⁴	14,51	in ⁴
e1	10,7	0,42	rx	12,47	cm	4,9077	in
r	15	0,59	ry	3,35	cm	1,3191	in

Fuente: IMPORT ACEROS, 2021

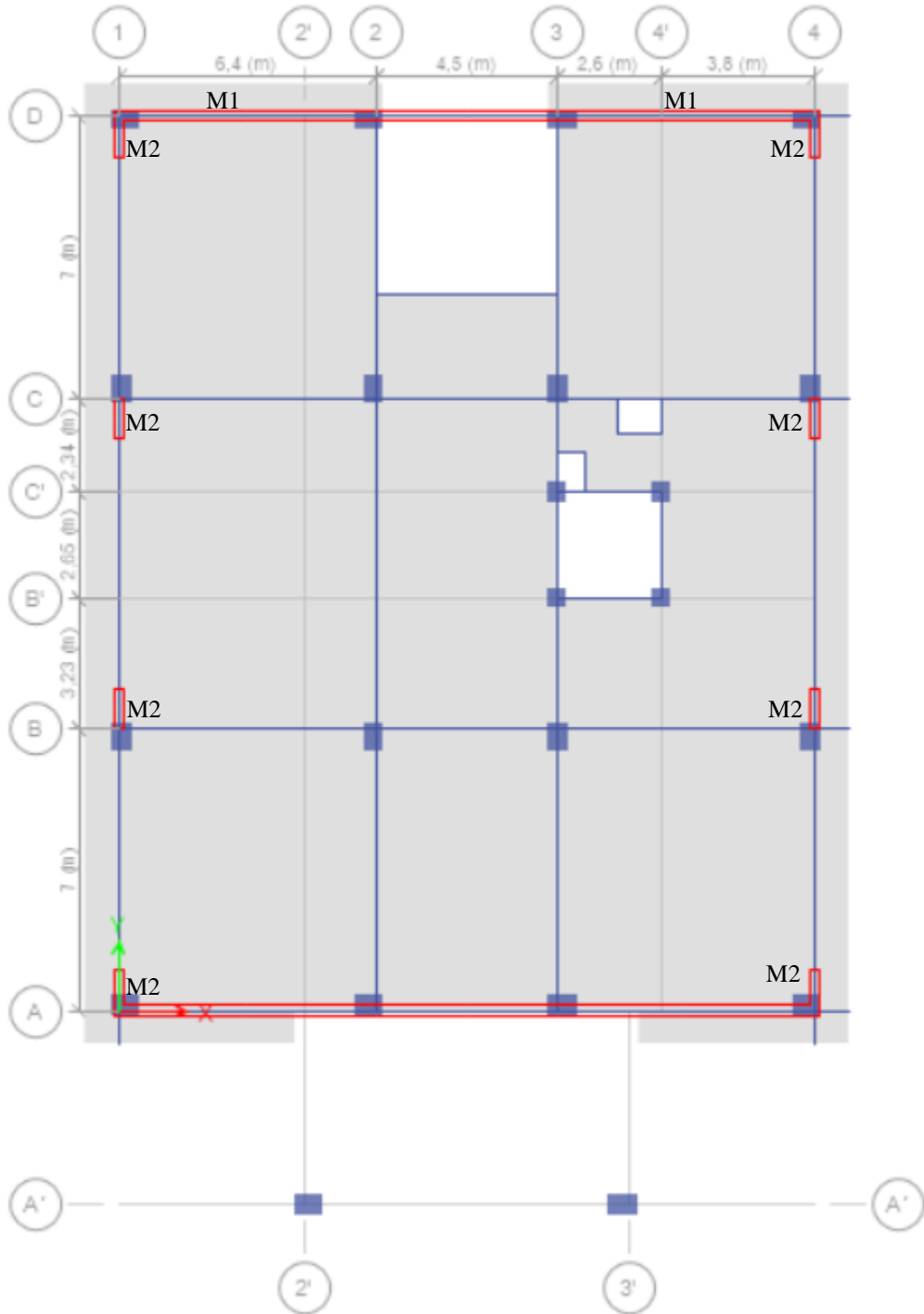
Tabla 54. Propiedades del perfil de acero para las riostras IPE 360

Perfil	IPE 360					
Acero	A36					
E	2039000	kg/cm ²				
Fy	2530	kg/cm ²	248			Mpa
Fu	4077	kg/cm ²	400			Mpa

Dimensión	mm	in	Propiedades				
h	360	14,17	Área	72,70	cm ²	11,27	in ²
b	170	6,69	Ix	16270	cm ⁴	390,89	in ⁴
e	8	0,31	Iy	1040	cm ⁴	24,99	in ⁴
e1	12,7	0,50	rx	14,96	cm	5,8897	in
r	18	0,71	ry	3,78	cm	1,48907	in

Fuente: IMPORT ACEROS, 2021

Figura 51. Ubicación de muros estructurales



Fuente: ETABS 2018

- **Muros de cortante**

En el nivel N+1.90 m como se puede apreciar en la figura 51, se han colocado muros de cortante con la finalidad de conseguir un comportamiento sismo resistente de las columnas perimetrales de este nivel, se estudió la posibilidad de incorporar un encamisado en dichas columnas, sin embargo, el comportamiento no fue adecuado.

En base a la configuración arquitectónica de la edificación, se plantea construir muros de cortante de hormigón armado de resistencia a la compresión $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$.

Las dimensiones de los muros estructurales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 55. Geometría de muros estructurales

Muro	Sentido	Espesor(m)	Longitud(m)
M1	X	0.25	6.40
M2	Y	0.25	1.00

Fuente: ETABS 2018

3.1.4.2 Análisis dinámico espectral de la estructura reforzada

- **Periodo de vibración**

Para este chequeo según la NEC- SE-DS 2015, el periodo de vibración de la estructura calculado por el método 2 debe ser menor que 1.3 el periodo calculado por el método 1.

Tabla 56. Periodo de vibración de la estructura reforzada

Modal	Periodo de vibración			Ta2<(1.3xTa1)
	Método 1 Ta1 (s)	Método 2 Ta2 (s)	1.3xTa1 (s)	
Modal	0,471	0,404	0,612	Cumple
Modal X+	0,471	0,404	0,612	Cumple
Modal X-	0,471	0,404	0,612	Cumple
Modal Y+	0,471	0,406	0,612	Cumple
Modal Y-	0,471	0,406	0,612	Cumple

Fuente: ETABS 2018

$$Ta_2 \leq 1.3Ta_1$$

$$0.406 \text{ s} \leq 0.612 \text{ s}$$

CUMPLE

Analizando los desplazamientos del centro de masas en todos los sentidos se establece un comportamiento similar en todos los casos, siendo el más crítico el comportamiento en el Modal Y+, bajo el cual se analizarán los demás parámetros de sismo resistencia.

- **Participación modal de la masa en la estructura reforzada**

La participación de masa acumulada cumple el 90%, en el sentido X en el dieciseisavo modo de vibración y en el sentido Y en el catorceavo modo de vibración.

Tabla 57. Participación modal de la masa

Modo +Y	SumUX	SumUY
1	0,6653	0,0001
2	0,6653	0,7286
3	0,6725	0,7289
4	0,7487	0,7289
5	0,7487	0,8175
6	0,7676	0,8187
7	0,7902	0,8211
8	0,8252	0,8212
9	0,8252	0,8746
10	0,8253	0,8747
11	0,8639	0,8747
12	0,864	0,8819
13	0,8643	0,8885
14	0,8738	0,9091
15	0,8944	0,9167
16	0,9098	0,9175
17	0,9104	0,9342
18	0,9108	0,9436
19	0,9128	0,9525
20	0,9191	0,954
21	0,9191	0,9574
22	0,9239	0,9603
23	0,9294	0,9615
24	0,9295	0,9648
25	0,9296	0,9792
26	0,9577	0,9792
27	0,958	0,9802
28	0,9882	0,9802
29	0,9959	0,9815
30	0,9963	0,9921

Fuente: ETABS 2018

- **Comportamiento de la estructura de la estructura reforzada**

Empleado la ecuación 59 descrita anteriormente, se determina el comportamiento de la estructura, para los primeros modos de vibración.

Tabla 58. Comportamiento de la estructura

Case	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%Torsión	Tipo
Modal +Y	1	0,406	0,6653	0,0001	0,0333	5,01%	Traslacional
Modal +Y	2	0,397	0,0001	0,7285	0,0031	0,43%	Traslacional
Modal +Y	3	0,249	0,0071	0,0004	0,6362	8960,56%	Rotacional

Fuente: ETABS 2018

El comportamiento de la estructura reforzada en los dos primeros modos de vibración es traslacional y en el tercer modo de vibración rotacional.

- **Cortante estático vs cortante dinámico en la estructura reforzada**

El cortante basal dinámico no debe ser inferior que el 85 % del cortante basal estático.

Tabla 59. Cortante estático vs cortante dinámico

Tipo de Espectro	Cortante basal				
	Dirección	Estático VE	Dinámico VD (Modal +Y)	VD/VE	Obsevación
		(Tonf)	(Tonf)	%	
NEC 15	X	583,26	495,76	85%	Cumple
	Y	583,26	495,85	85%	Cumple
Determinista	X	580,58	495,76	85%	Cumple
	Y	580,58	495,85	85%	Cumple

Fuente: ETABS 2018

En base a la tabla anterior el valor del cortante basal dinámico cumple con el 85% del cortante basal estático.

- **Deriva de piso en la estructura reforzada**

Según la NEC-SE-DS 2015, la deriva de piso máxima es del 2%.

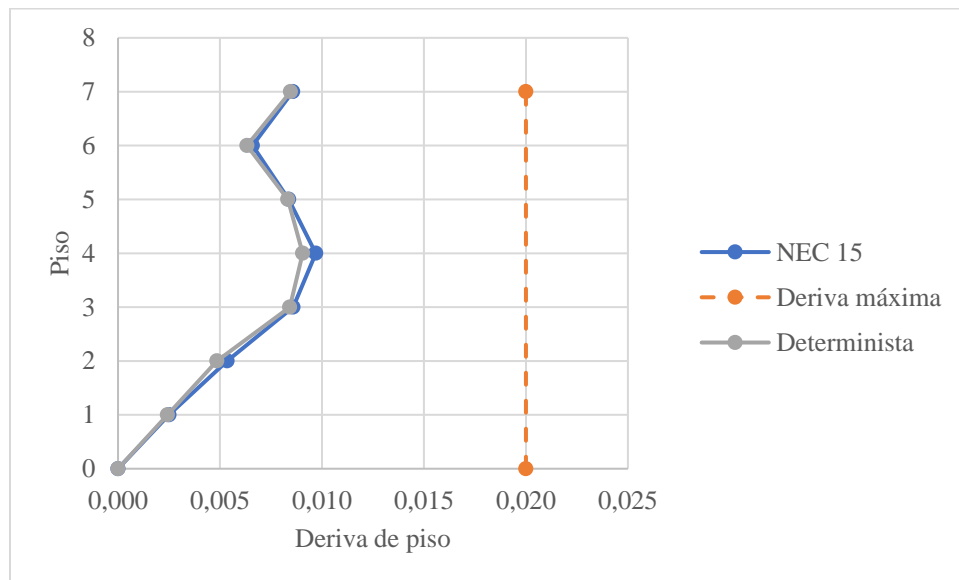
Análisis estático

Tabla 60. Deriva máxima de piso por cortante estático, sentido X, estructura reforzada

Espectro de respuesta NEC 2015					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0014280	0,008568	0,86%	Cumple
6	16,2	0,0010990	0,006594	0,66%	Cumple
5	12,96	0,0013950	0,008370	0,84%	Cumple
4	9,72	0,0016160	0,009696	0,97%	Cumple
3	6,48	0,0014310	0,008586	0,86%	Cumple
2	3,24	0,0008920	0,005352	0,54%	Cumple
1	1,9	0,0004170	0,002502	0,25%	Cumple
Espectro determinista					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0014100	0,008460	0,85%	Cumple
6	16,2	0,0010540	0,006324	0,63%	Cumple
5	12,96	0,0013880	0,008328	0,83%	Cumple
4	9,72	0,0015090	0,009054	0,91%	Cumple
3	6,48	0,0014040	0,008424	0,84%	Cumple
2	3,24	0,0008080	0,004848	0,48%	Cumple
1	1,9	0,0004050	0,002430	0,24%	Cumple

Fuente: ETABS 2018

Figura 52. Deriva inelástica por cortante estático sentido X, estructura reforzada



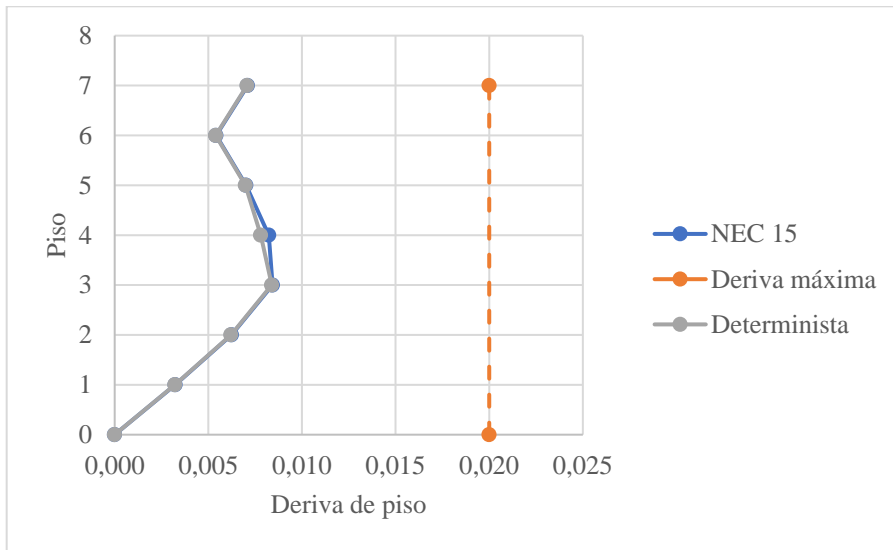
Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 61. Deriva máxima de piso por cortante estático, sentido Y, estructura reforzada

Espectro de respuesta NEC 2015					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0011830	0,007098	0,71%	Cumple
6	16,2	0,0009030	0,005418	0,54%	Cumple
5	12,96	0,0011690	0,007014	0,70%	Cumple
4	9,72	0,0013720	0,008232	0,82%	Cumple
3	6,48	0,0014050	0,008430	0,84%	Cumple
2	3,24	0,0010400	0,006240	0,62%	Cumple
1	1,9	0,0005390	0,003234	0,32%	Cumple
Espectro determinista					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0011780	0,007068	0,71%	Cumple
6	16,2	0,0008990	0,005394	0,54%	Cumple
5	12,96	0,0011640	0,006984	0,70%	Cumple
4	9,72	0,0013000	0,007800	0,78%	Cumple
3	6,48	0,0013980	0,008388	0,84%	Cumple
2	3,24	0,0010350	0,006210	0,62%	Cumple
1	1,9	0,0005360	0,003216	0,32%	Cumple

Fuente: ETABS 2018

Figura 53. Deriva inelástica por cortante estático sentido Y, estructura reforzada



Fuente: Danny Gutiérrez

Las derivas por cortante estático obtenidas son menores al 2%, esto se puede observar en las figuras 52 y 53 por lo que se cumple este parámetro establecido por la NEC 2015.

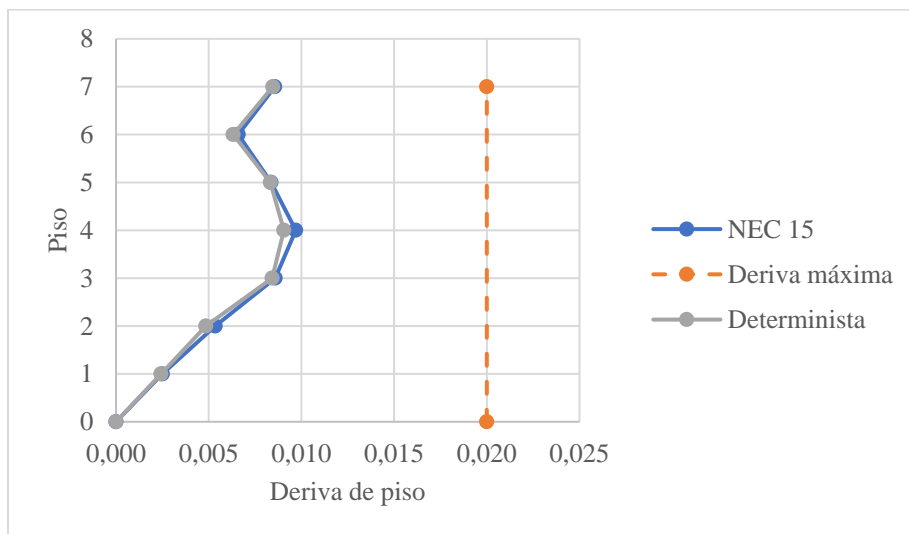
- Análisis dinámico

Tabla 62. Deriva máxima de piso por cortante dinámico, sentido Y, estructura reforzada

Espectro de respuesta NEC 2015					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0015990	0,009594	0,96%	Cumple
6	16,2	0,0010370	0,006222	0,62%	Cumple
5	12,96	0,0013070	0,007842	0,78%	Cumple
4	9,72	0,0015110	0,009066	0,91%	Cumple
3	6,48	0,0013410	0,008046	0,80%	Cumple
2	3,24	0,0006150	0,003690	0,37%	Cumple
1	1,9	0,0002890	0,001734	0,17%	Cumple
Espectro determinista					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0014700	0,008820	0,88%	Cumple
6	16,2	0,0010380	0,006228	0,62%	Cumple
5	12,96	0,0013060	0,007836	0,78%	Cumple
4	9,72	0,0015160	0,009096	0,91%	Cumple
3	6,48	0,0013470	0,008082	0,81%	Cumple
2	3,24	0,0006160	0,003696	0,37%	Cumple
1	1,9	0,0002890	0,001734	0,17%	Cumple

Fuente: ETABS 2018

Figura 54. Deriva inelástica por cortante dinámico sentido X, estructura reforzada



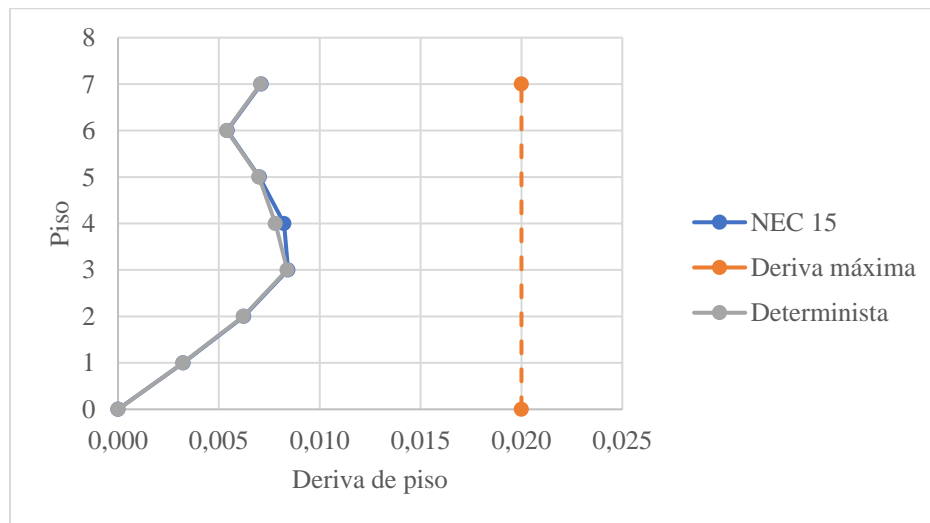
Fuente: Danny Gutiérrez

Tabla 63. Deriva máxima de piso por cortante dinámico, sentido Y, estructura reforzada

Espectro de respuesta NEC 2015					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0012520	0,007512	0,75%	Cumple
6	16,2	0,0008350	0,005010	0,50%	Cumple
5	12,96	0,0010870	0,006522	0,65%	Cumple
4	9,72	0,0012930	0,007758	0,78%	Cumple
3	6,48	0,0013090	0,007854	0,79%	Cumple
2	3,24	0,0009890	0,005934	0,59%	Cumple
1	1,9	0,0005310	0,003186	0,32%	Cumple
Espectro determinista					
Piso	Nivel	Deriva elástica ΔM	Deriva Inelástica ΔE		$\Delta E < 2\%$
7	19,44	0,0011440	0,006864	0,69%	Cumple
6	16,2	0,0008270	0,004962	0,50%	Cumple
5	12,96	0,0010850	0,006510	0,65%	Cumple
4	9,72	0,0012950	0,007770	0,78%	Cumple
3	6,48	0,0013110	0,007866	0,79%	Cumple
2	3,24	0,0009890	0,005934	0,59%	Cumple
1	1,9	0,0005250	0,003150	0,32%	Cumple

Fuente: ETABS 2018

Figura 55. Deriva inelástica por cortante dinámico sentido Y, estructura reforzada



Fuente: Danny Gutiérrez

Como se presentó en las tablas 62 a 63 y figuras 54 a 55 las derivas de piso máximas no exceden el 2 % por lo que se determina que el reforzamiento es adecuado y cumple con los requisitos sismo resistentes, esto para el caso del cortante dinámico.

3.1.4.3 Análisis de los elementos estructurales con el reforzamiento global

Una vez realizado el reforzamiento global de la estructura se procede a analizar los elementos estructurales, en caso de fallar aún con el reforzamiento ya implementado se planteará un reforzamiento en vigas y/o en columnas en caso de ser necesario. Los elementos estructurales se evalúan para que la resistencia de diseño alcance o supere los demanda de las cargas incrementales mediante las combinaciones propuestas por NEC-SE-CG del 2015 [40]:

$$1.4D \quad \text{Ec. (61). NEC-SE-CG, 2015.}$$

$$1.2D + 1.6L \quad \text{Ec. (62). NEC-SE-CG, 2015.}$$

$$1.2D + L + E \quad \text{Ec. (63). NEC-SE-CG, 2015.}$$

$$0.9D + E \quad \text{Ec. (64). NEC-SE-CG, 2015.}$$

Donde:

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

E: Carga Sísmica

3.1.4.3.1 Vigas

- **Análisis a flexión**

Se procede a calcular el momento resistente de la viga con el objetivo de compararlo con el momento de demanda. De esta manera se podrá determinar si se cumple los requerimientos por flexión. Esto se realizará para cada tipo de viga y para el momento más crítico.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. (65). Guía de diseño 2 NEC, 2015.}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ec. (66). Guía de diseño 2 NEC, 2015.}$$

Donde:

A_s : Área de acero de la viga

f_y : Esfuerzo a la fluencia del acero

d : Peralte efectivo de la viga

ϕ : Factor de reducción de la resistencia a flexión, con un valor de 0.9

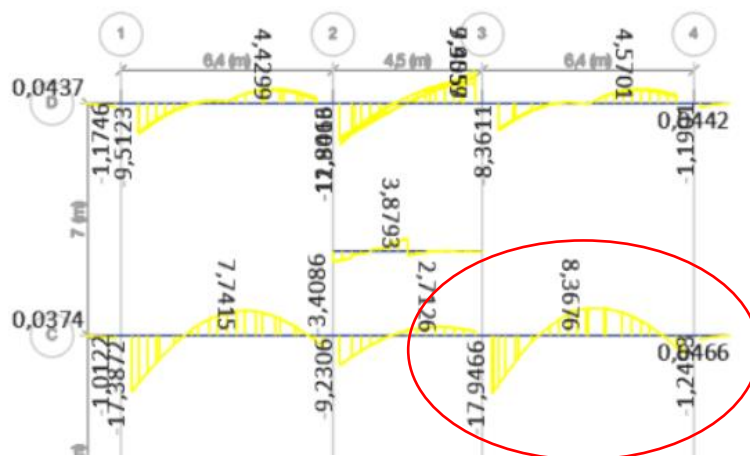
Mediante el software ETABS para cada tipo de viga se determina la que presenta mayor demanda y se exponen en las siguientes tablas y figuras.

Tabla 64. Análisis a flexión en vigas eje X (A-D) 30x50 cm

Viga Eje X (C 3-4) 30X50 Nivel N+6.48 m			
	Izq	Cen	Der
As sup	4,62	4,62	4,62
As inf	4,62	4,62	4,62
d (cm)	45,80	45,80	45,80
a (cm)	3,62	3,62	3,62
f Mn (Ton-m)	7,68	7,68	7,68
Md (ton-m)	17,76	8,37	1,25
f Mn >= Md	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE
D/C	2,31	1,09	0,16

Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 56. Momento último, viga eje X (C 3-4) 30x50 cm, Nivel N+6.48 m



Fuente: ETABS 2018

Tabla 65. Análisis a flexión en vigas eje Y (1 B-C) 35x70 cm

Viga Eje Y (1y4) 35X70 Nivel N+6,48 m			
	Izq	Cen	Der
As sup	7,70	7,70	7,70
As inf	7,70	7,70	7,70
d (cm)	65,80	65,80	65,80
a (cm)	5,17	5,17	5,17
ϕ Mn (Ton-m)	18,39	18,39	18,39
Md (ton-m)	27,16	13,19	57,87
f Mn >= Md	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
D/C	1,48	0,72	3,15

Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 57. Momento último, viga eje Y (1 B-C) 35x70 cm, Nivel N+6.48 m



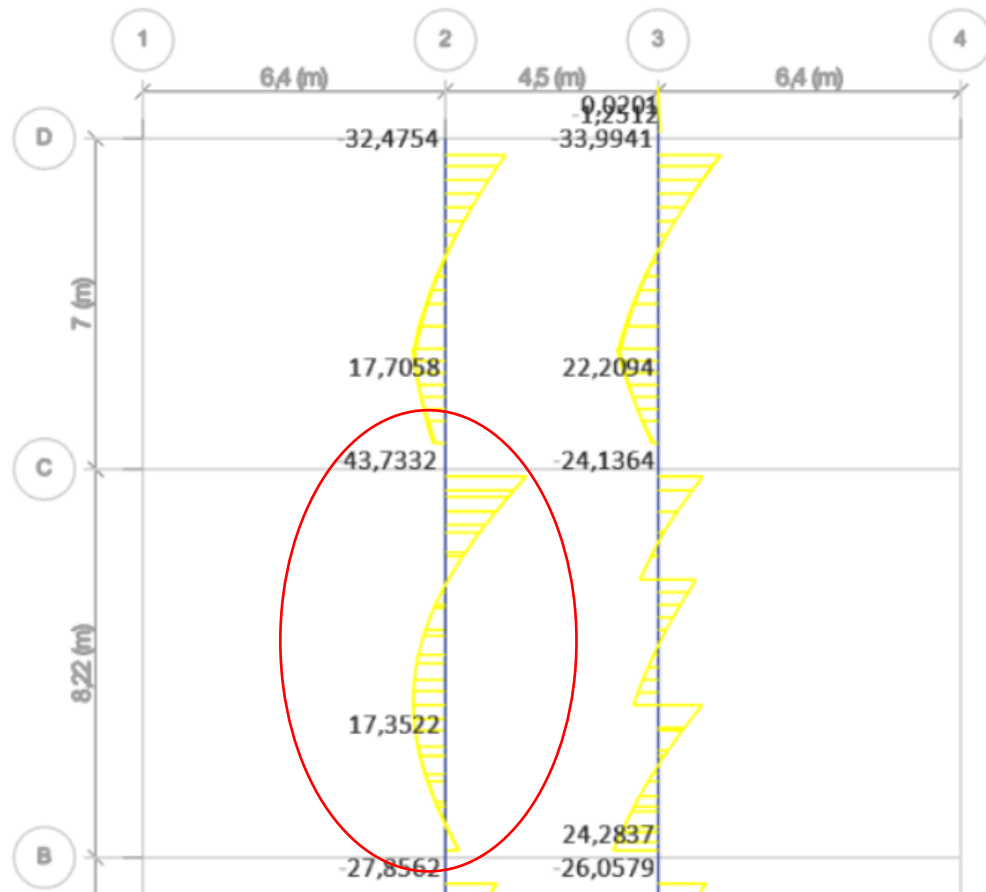
Fuente: ETABS 2018

Tabla 66. Análisis a flexión en vigas eje Y (2 B-C) 40x70 cm

Viga Eje Y (2y3) 40X70 Nivel N+6,48 m			
	Izq	Cen	Der
As sup	9,24	9,24	9,24
As inf	9,24	9,24	9,24
d (cm)	65,80	65,80	65,80
a (cm)	5,43	5,43	5,43
ϕ Mn (Ton-m)	22,02	22,02	22,02
Md (ton-m)	7,37	15,56	43,73
f Mn >= Md	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
D/C	0,33	0,71	1,99

Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 58. Momento último, viga eje Y (2-3) 40x70 cm, Nivel N+6.48 m



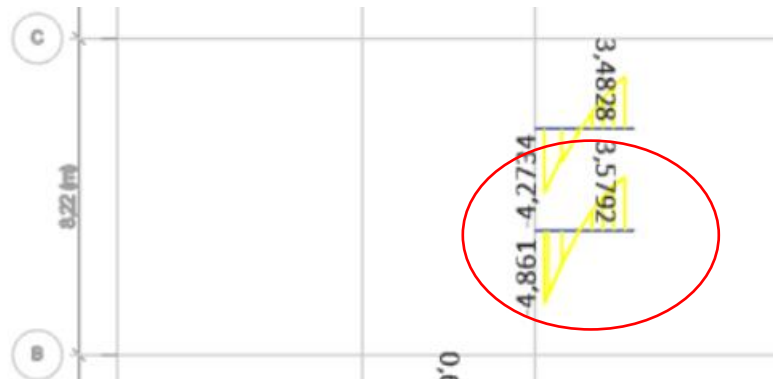
Fuente: ETABS 2018

Tabla 67. Análisis a flexión en vigas eje X (B' 3-4') 25x40 cm

Viga Eje X (B' 3-4') 25X40 Nivel N+6,48 m			
	Izq	Cen	Der
As sup	3,08	3,08	3,08
As inf	3,08	3,08	21,55
d (cm)	35,80	35,80	35,80
a (cm)	2,90	2,90	2,90
φ Mn (Ton-m)	4,00	4,00	4,00
Md (ton-m)	4,86	0,00	3,46
f Mn >= Md	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
D/C	1,22	0,00	0,87

Fuente: ETABS 2018

Figura 59. Momento último, vigas eje X (B' 3-4') 25x40 cm y eje X 20x40 cm, Nivel N+6.48 m



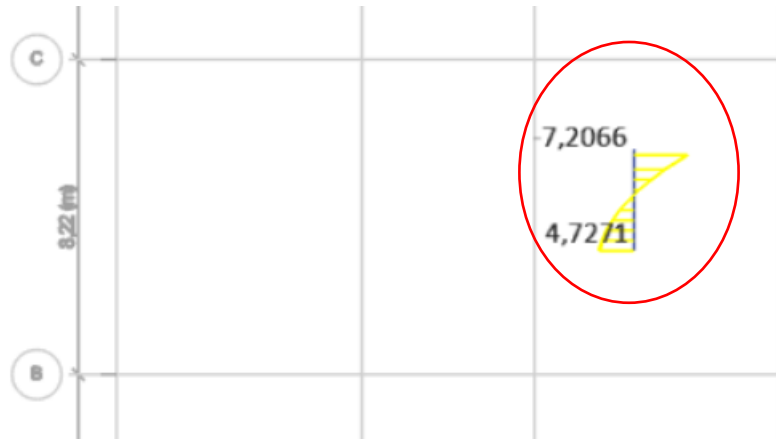
Fuente: ETABS 2018

Tabla 68. Análisis a flexión en vigas eje Y (4' B'-C') 25x40 cm

Viga Eje Y (4') 25X40 Nivel N+6,48 m			
	Izq	Cen	Der
As sup	3,08	3,08	3,08
As inf	3,08	3,08	21,55
d (cm)	35,80	35,80	35,80
a (cm)	2,90	2,90	2,90
φ Mn (Ton-m)	4,00	4,00	4,00
Md (ton-m)	4,72	0,00	7,21
f Mn >= Md	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
D/C	1,18	0,00	1,80

Fuente: ETABS 2018

Figura 60. Momento último, viga eje Y(4' B'-C') 25x40 cm, Nivel N+6.48 m



Fuente: ETABS 2018

- **Análisis a corte**

Los cortantes últimos obtenidos mediante el software ETABS, se presentan en las siguientes figuras:

Figura 61. Cortante último, viga eje X (C 3-4) 30x50 cm, Nivel N+3.24 m



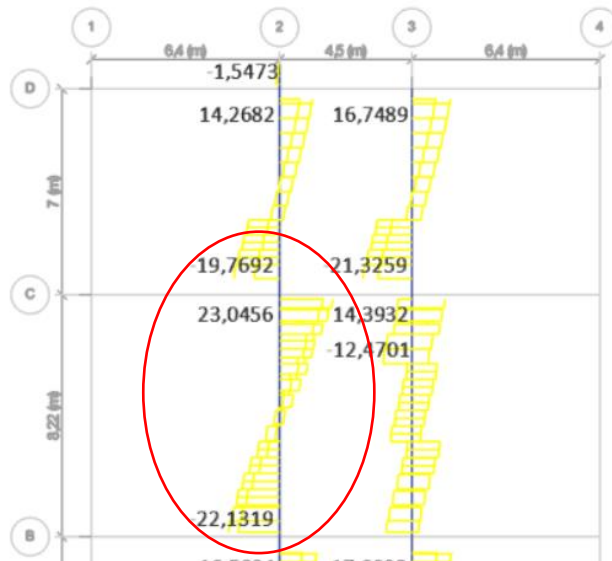
Fuente: ETABS 2018

Figura 62. Cortante último, viga eje Y (1 B-C) 35x70 cm, Nivel N+6.48 m



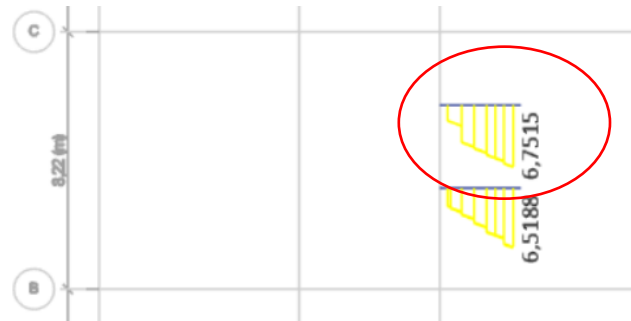
Fuente: ETABS 2018

Figura 63. Cortante último, viga eje Y (2 B-C) 40x70 cm, Nivel N+6.48 m



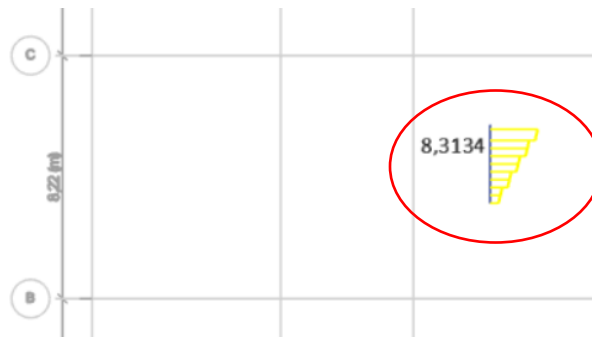
Fuente: ETABS 2018

Figura 64. Cortante último, vigas eje X 25x40 cm, Nivel N+6.48 m



Fuente: ETABS 2018

Figura 65. Cortante último, vigas eje Y 25x40 cm, Nivel N+6.48 m



Fuente: ETABS 2018

Para el análisis corte se aplican las ecuaciones utilizadas para el análisis a corte en columnas, en la tabla 69 se presentan los valores obtenidos de cortante nominal los cuales se comparan con el cortante último para definir si estos fallan o no a corte, esto para cada tipo de viga.

Tabla 69. Análisis a corte en vigas críticas

Viga Eje X (C 3-4) 30X50 Nivel N+3.24 m	
Vc (Ton)	0,36
Vs (Ton)	30,22
fVn (Ton)	22,93
Vu (Ton)	14,31
fVn > Vu	OK

Viga Eje Y (4' B'-C') 25X40 Nivel N+6.48 m	
Vc (Ton)	0,28
Vs (Ton)	23,62
fVn (Ton)	17,92
Vu (Ton)	6,75
fVn > Vu	OK

Tabla 69. (Continuación) Análisis a corte en vigas críticas

Viga Eje X (C 3-4) 30X50 Nivel N+3.24 m	
Vc (Ton)	0,36
Vs (Ton)	30,22
fVn (Ton)	22,93
Vu (Ton)	14,31
fVn > Vu	OK

Viga Eje Y (4' B'-C') 25X40 Nivel N+6.48 m	
Vc (Ton)	0,28
Vs (Ton)	23,62
fVn (Ton)	17,92
Vu (Ton)	6,75
fVn > Vu	OK

Viga Eje Y (1 B-C) 30X50 Nivel N+6.48 m	
Vc (Ton)	0,51
Vs (Ton)	43,41
fVn (Ton)	32,94
Vu (Ton)	23,34
fVn > Vu	OK

Viga Eje Y (4' B'-C') 25X40 Nivel N+6.48 m	
Vc (Ton)	0,28
Vs (Ton)	23,62
fVn (Ton)	17,92
Vu (Ton)	8,3134
fVn > Vu	OK

Viga Eje Y (2 B-C) 30X50 Nivel N+3.24 m	
Vc (Ton)	0,51
Vs (Ton)	43,41
fVn (Ton)	32,94
Vu (Ton)	23,043
fVn > Vu	OK

Fuente: ETABS 2018

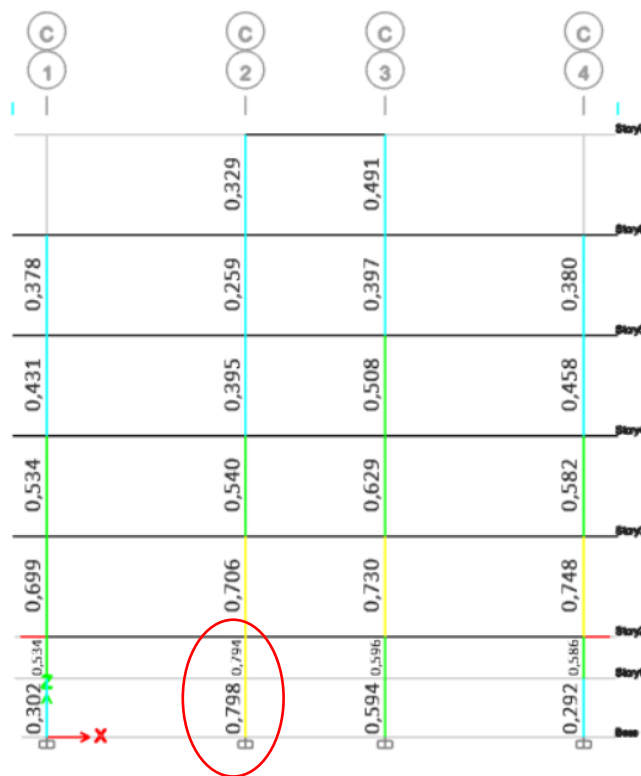
Como se puede observar en la tabla 69, las vigas no fallan a corte. Cabe destacar que estos análisis de los elementos estructurales consideran el empleo de los aceros mínimos, debido a que no se poseen los equipos necesarios para realizar un escaneo de la armadura de refuerzo de los elementos estructurales.

3.1.4.3.2 Columnas

- **Análisis a flexocompresión**

Para el desarrollo de este análisis se obtiene el diagrama de iteraciones de la columna mediante el software ETABS. Para la evaluación se verifica que las cargas se encuentren dentro del límite de diagrama de iteraciones reducido, lo que significaría que la columna puede resistir dicha carga. Este proceso se lo realiza para la columna con mayor demanda en cada nivel y para las diferentes combinaciones de carga descritas anteriormente.

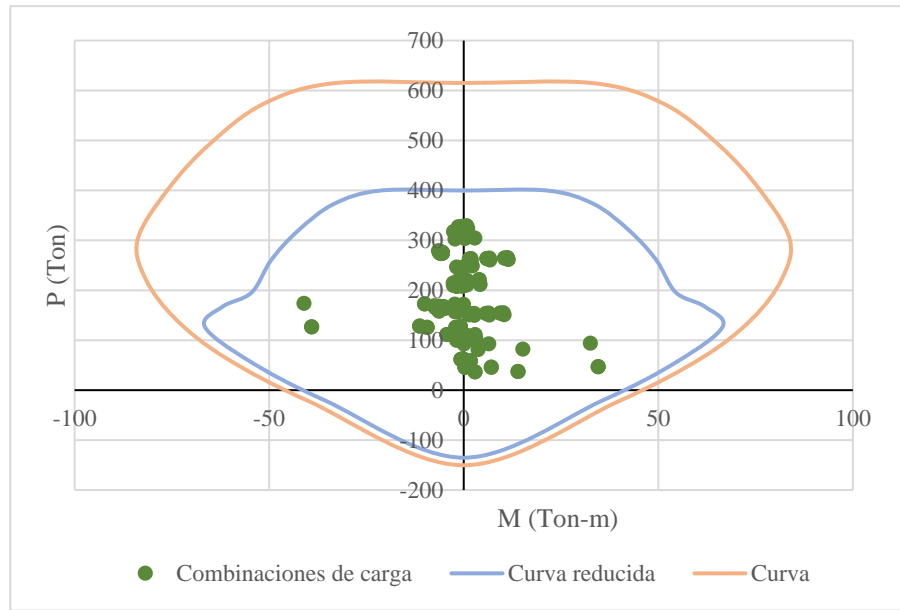
Figura 66. Columna C2 del Nivel +3.24m



Fuente: ETABS 2018

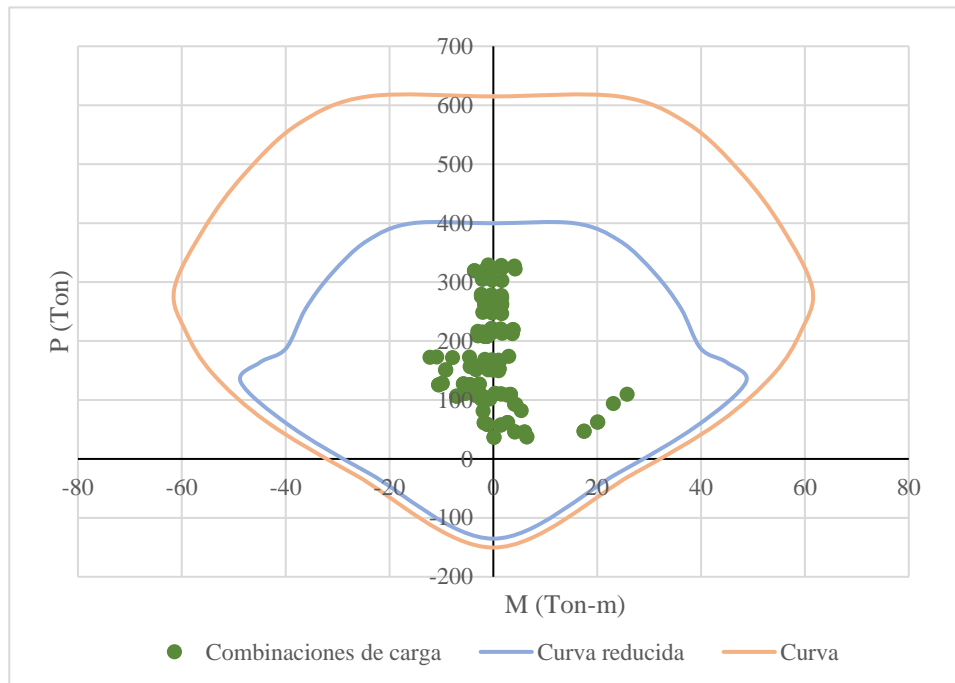
La columna C2 del N+3.24 presenta una relación de D/C más alta con un valor de 0.794, figura 66, donde D es la demanda y C es la capacidad. En los diagramas de iteración figura 67 y 68, se puede observar que los valores de carga se encuentran dentro del diagrama reducido. Sin embargo, se considera necesario aplicar un reforzamiento para mejorar la capacidad de la columna para resistir las solicitaciones.

Figura 67. Diagrama de iteraciones, sentido X columna C2 del Nivel +3.24m



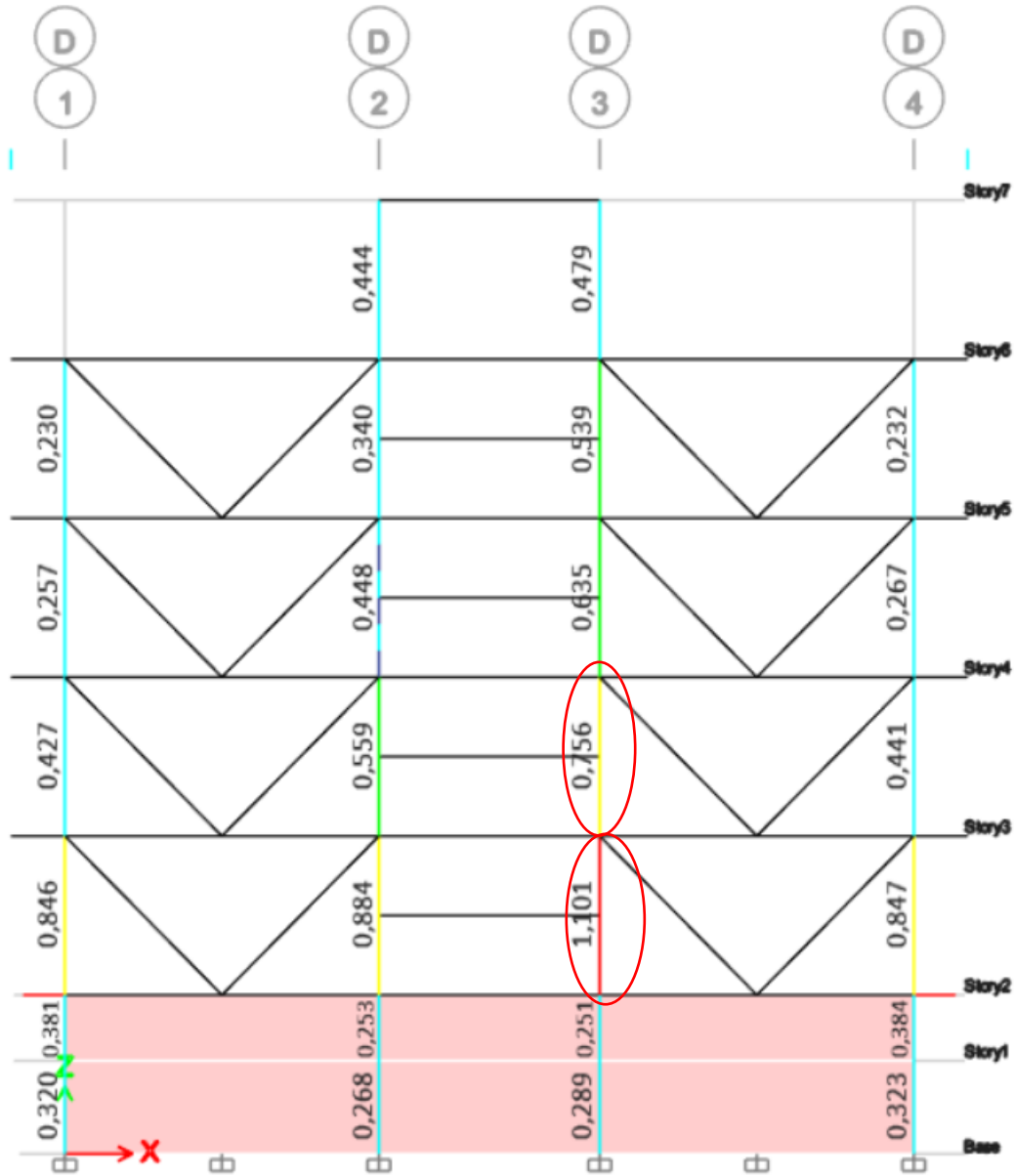
Fuente: ETABS 2018

Figura 68. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna C2 del Nivel +3.24m



Fuente: ETABS 2018

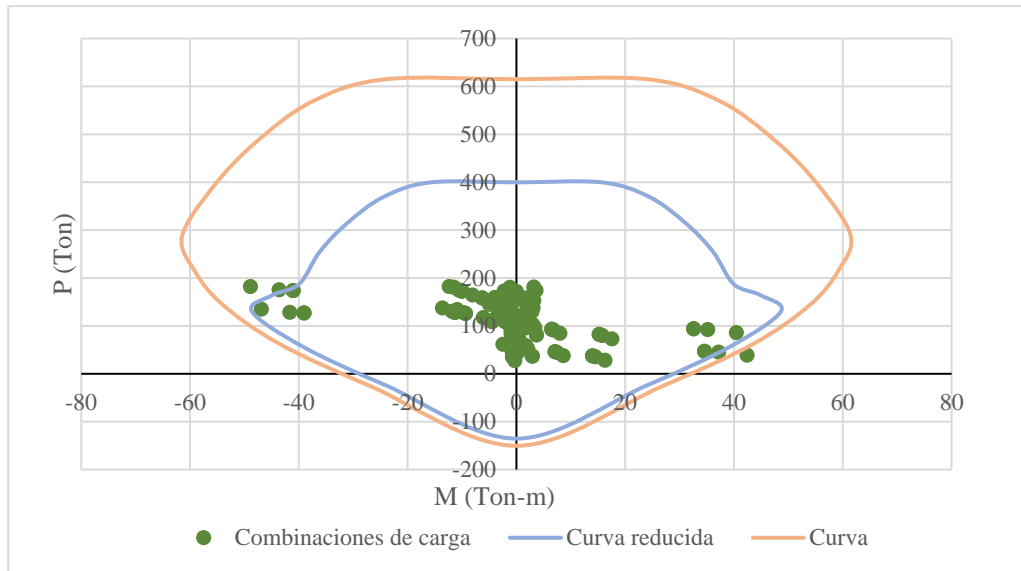
Figura 69. Columna D3 del Nivel +6.48m y N+9.72m



Fuente: ETABS 2018

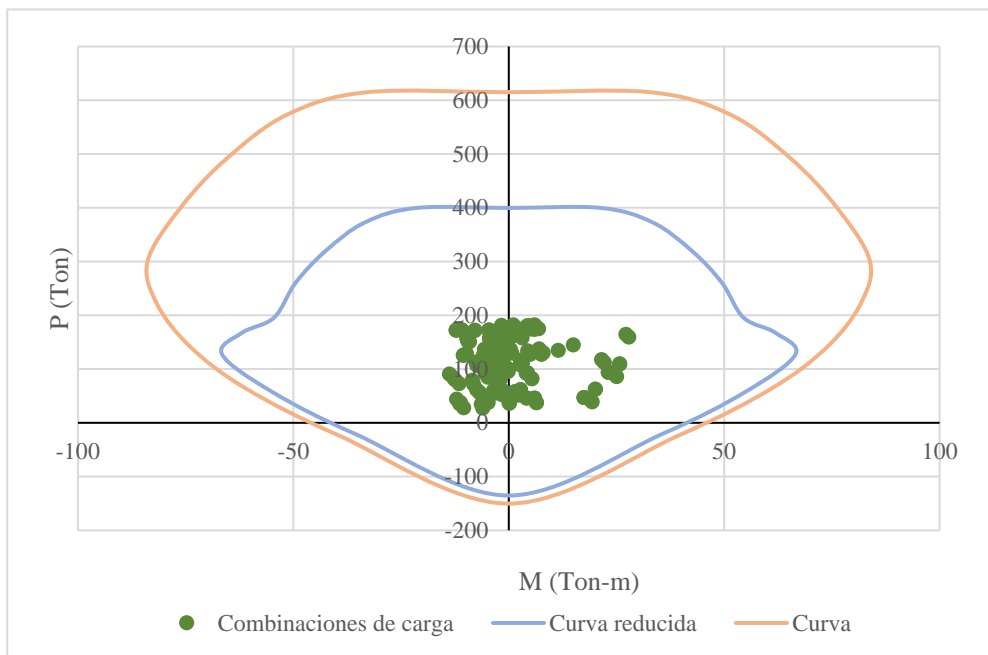
La relación D/C es de 1.101, para la columna D3 del N+6.48, lo que concuerda con el diagrama de iteraciones, figura 70, como se puede observar existen cargas que generan momentos fuera del diagrama de iteraciones sin reducir, por ende, esta columna requiere reforzamiento.

Figura 70. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +6.48m



Fuente: ETABS 2018

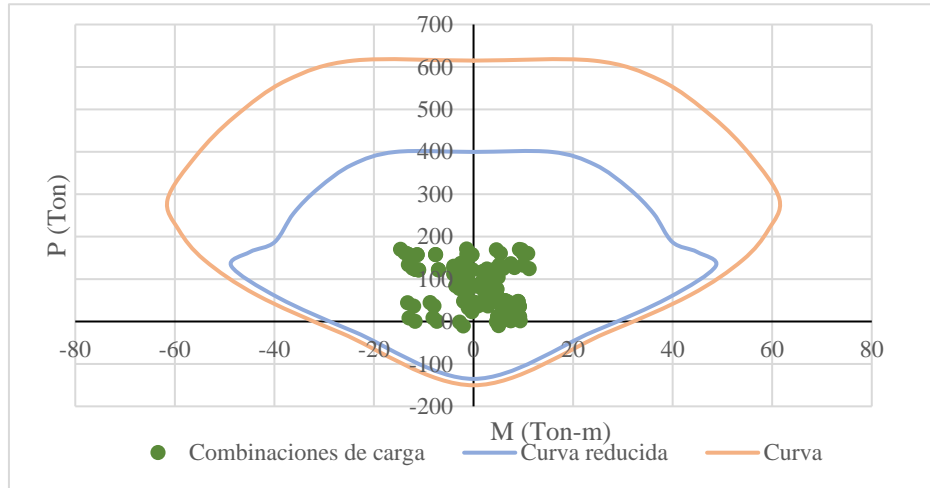
Figura 71. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +6.48m



Fuente: ETABS 2018

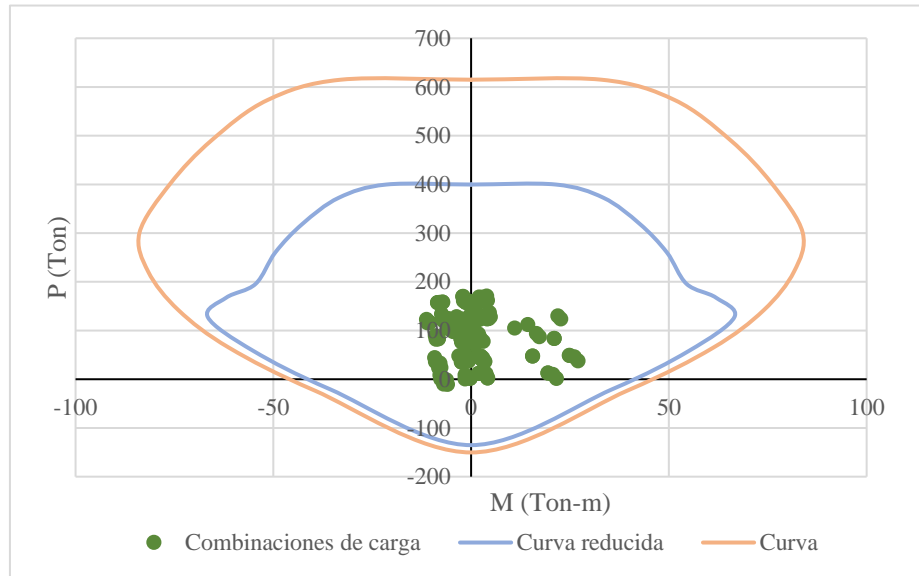
Para la columna D3 del N+9.72 el valor de D/C es 0.756, figura 69, además los valores de las cargas se encuentran dentro del límite del diagrama reducido figura 72 y 73, a pesar de esto se estima conveniente un reforzamiento para incrementar la capacidad de la estructura.

Figura 72. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +9.72m



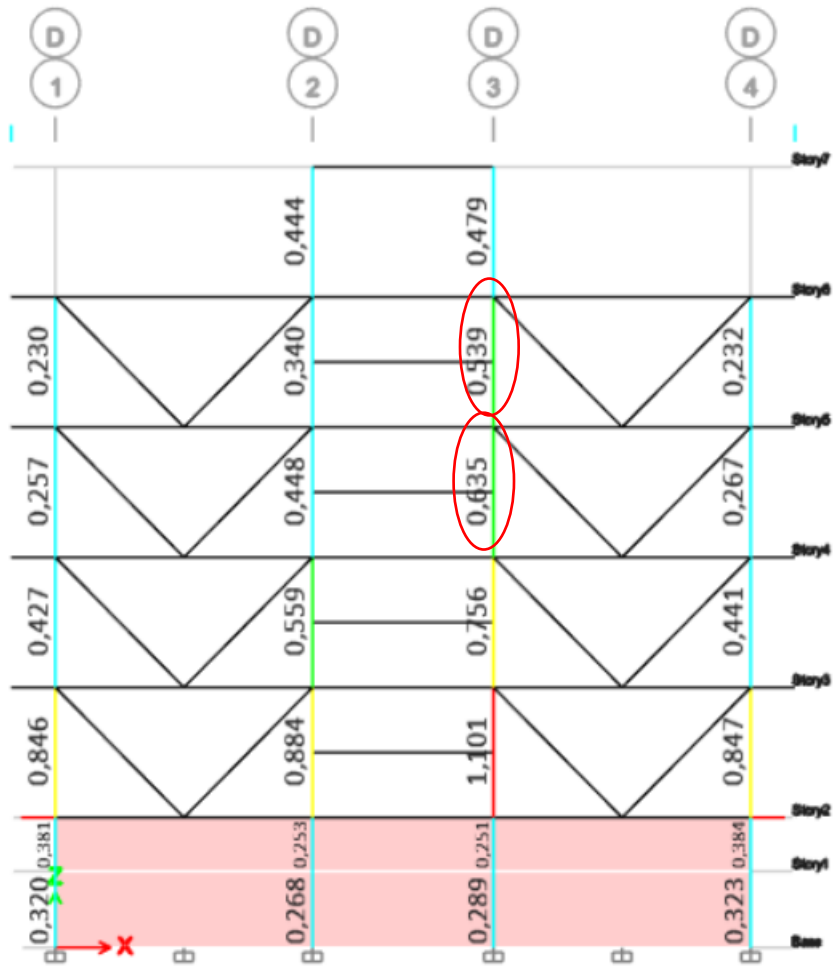
Fuente: ETABS 2018

Figura 73. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +9.72m



Fuente: ETABS 2018

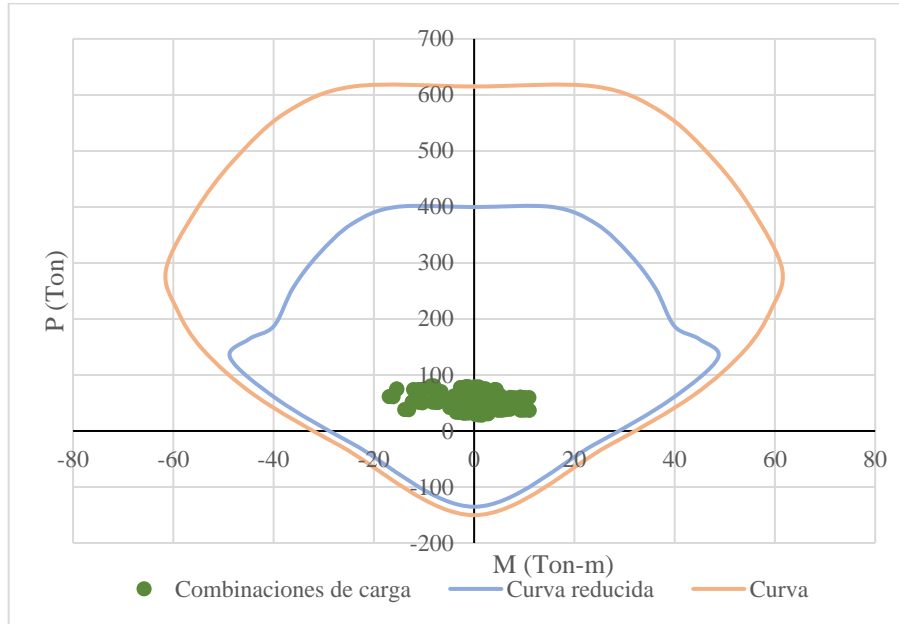
Figura 74. Columna D3 del Nivel +12.96 m y N+16.20m



Fuente: ETABS 2018

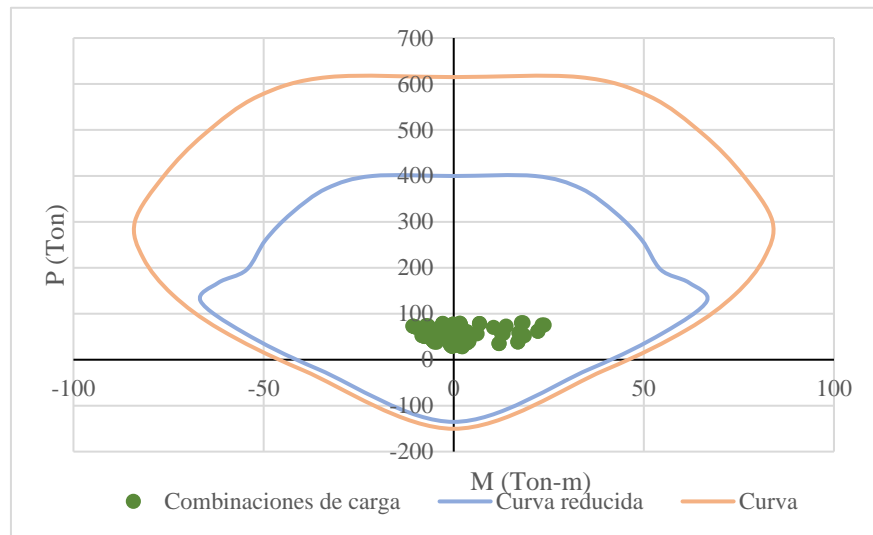
La relación D/C de la columna D3 N+12.96 es de 0.64 figura 74, los valores de carga se encuentran dentro del diagrama de iteración figura 75 y 76, por esto se determina que la columna no necesita reforzamiento.

Figura 75. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +12.96m



Fuente: ETABS 2018

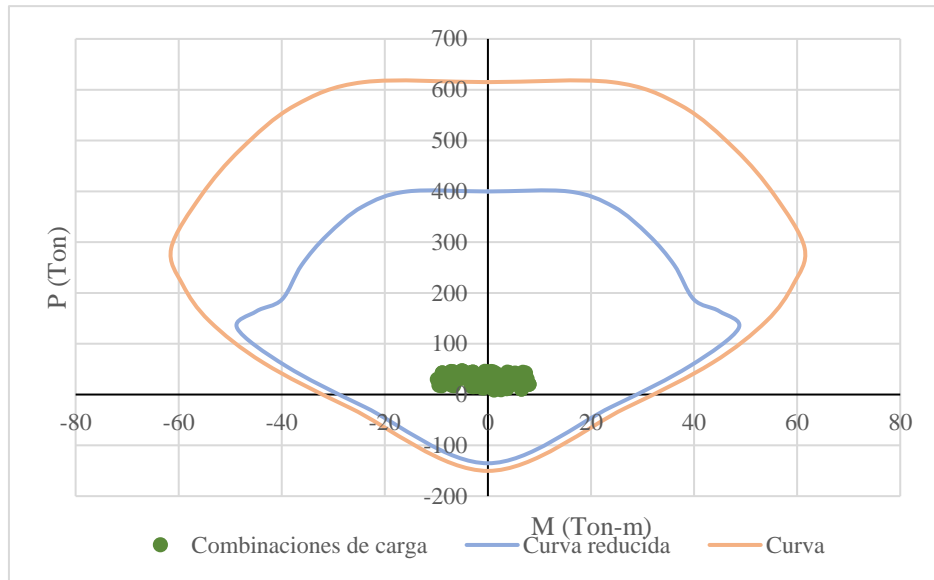
Figura 76. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +12.96m



Fuente: ETABS 2018

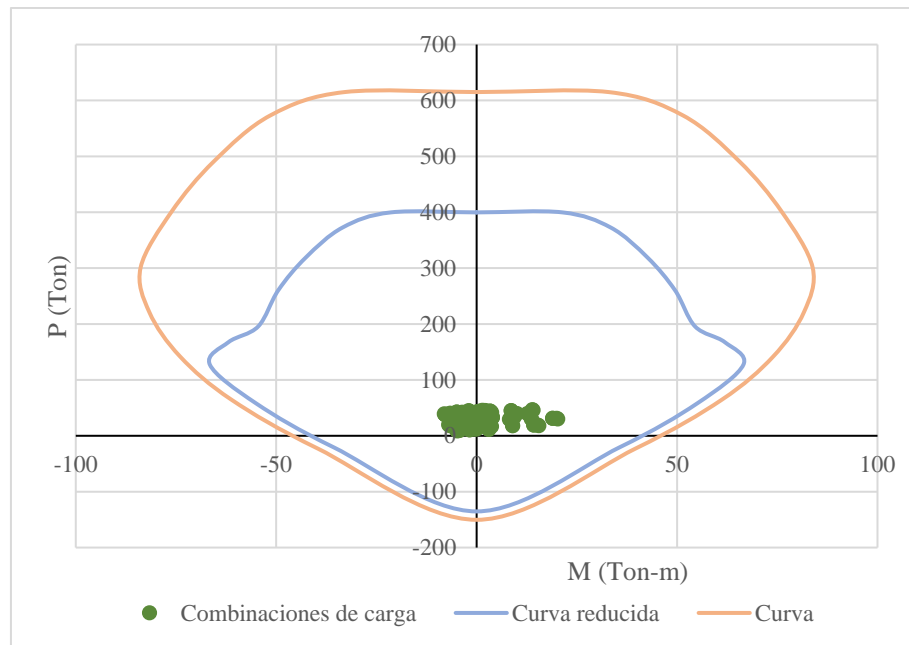
El valor de D/C es de 0.54, para la columna D2 N+16.20, los valores de carga se encuentran dentro del diagrama de iteraciones figura 77 y 78, consecuentemente la columna no falla.

Figura 77. Diagrama de iteraciones, sentido X columna D3 del Nivel +16.20m



Fuente: ETABS 2018

Figura 78. Diagrama de iteraciones, sentido Y columna D3 del Nivel +16.20m



Fuente: ETABS 2018

- **Análisis a corte**

Para el análisis a corte se lo realiza de forma detallada para la columna con mayor requerimiento que corresponde a la columna D3, Nivel +6.48 m, de acuerdo a los lineamientos del ACI 318-19. La resistencia a corte se determina mediante la suma del aporte de la resistencia a corte del hormigón V_c y de la resistencia a corte que proporciona el acero de refuerzo V_s . [37]

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. (67). ACI 318-19.}$$

Refuerzo cortante mínimo

De acuerdo con a la sección 10.6.2.2 del ACI 318-19, es el mayor de:

$$A_{v \min 1} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{Ec. (68). ACI 318-19.}$$

$$A_{v \min 2} = 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{Ec. (69). ACI 318-19.}$$

Donde:

b_w : ancho del alma o diámetro de la sección circular

f_{yt} : Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal

s : Espaciamiento

$$A_{v \min 1} = 0.2 \sqrt{210} \frac{1 \times 10}{4200} = 0.00069 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \min 2} = 3.5 \frac{1 \times 10}{4200} = 0.0083 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \# \times A_{\text{refuerzo}} \quad \text{Ec. (70). Deducción propia.}$$

Donde:

A_v : Área total de acero a corte

$\#$: Numero de ramales

$A_{refuerzo}$: Área de la varilla para estribo

$$A_{refuerzo} = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0.7854 \text{ cm}^2$$

$$\# = 3$$

$$A_v = 3 \times 0.7854$$

$$A_v = 2.36 \text{ cm}^2$$

Cómo: $A_v \geq A_{v \text{ min}}$, según la tabla 22.5.5.1 del ACI-318-19, la resistencia a cortante del hormigón se determina mediante:

$$V_c = \left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad \text{Ec. (71). ACI 318-19.}$$

Dónde:

λ : Factor de modificación del concreto

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal, positiva para compresión y negativa para tracción, kg.

A_g : Área bruta de la sección de hormigón, cm^2

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, cm

$$V_c = \left(0.53 \times 1\sqrt{210} + \frac{172446.3}{6 \times 50 \times 70} \right) \times 1 \times (50 - 3 - 1 - 0.9)$$

$$V_c = 710.38 \text{ Kg} = 0.71 \text{ Ton}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal V_s , se determina con la expresión descrita en la sección 22.8.5.3 del ACI-318-19:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Ec. (72). ACI 318-19.

Donde:

A_v : Área efectiva de las ramas de barras dentro del refuerzo

$$V_s = \frac{2.36 \times 4200 \times 44,7}{10}$$

$$V_s = 44235.2988kg = 44.24 Ton$$

Resistencia a cortante en una dirección

Según el ACI 318-19, sección 22.5.1.1 se calcula mediante la expresión 67:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.71 + 44.24$$

$$V_n = 44.95 Ton$$

$$\phi V_n = 0.75 * 44.95 = 33.71 Ton$$

Del software ETABS se obtiene el cortante última para la combinación crítica:

$$V_u = 26.45 Ton$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$33.71 Ton > 26.45 Ton \text{ **CUMPLE**}$$

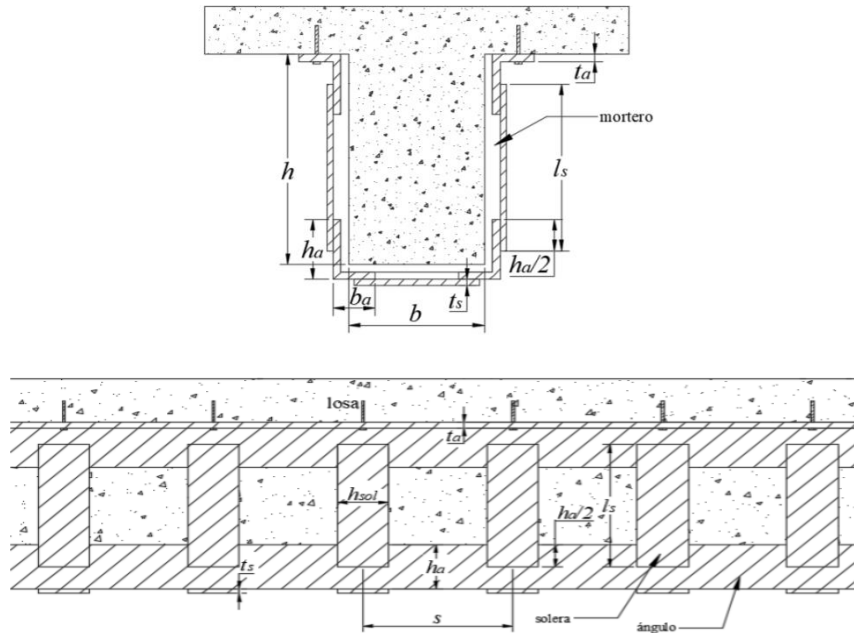
Como el cortante último es menor al cortante nominal reducido, la columna no necesita reforzamiento a corte.

3.1.4.4 Propuesta de reforzamiento en elementos estructurales

3.1.4.4.1 Encamisado de vigas

Esta técnica emplea armaduras construidas con ángulos y platinas, se denomina encamisado local y se implementan donde se prevean deformaciones inelásticas. La unión con los elementos de acero se lo realiza mediante conectores y morteros [41].

Figura 79. Requisitos geométricos de encamisado de vigas

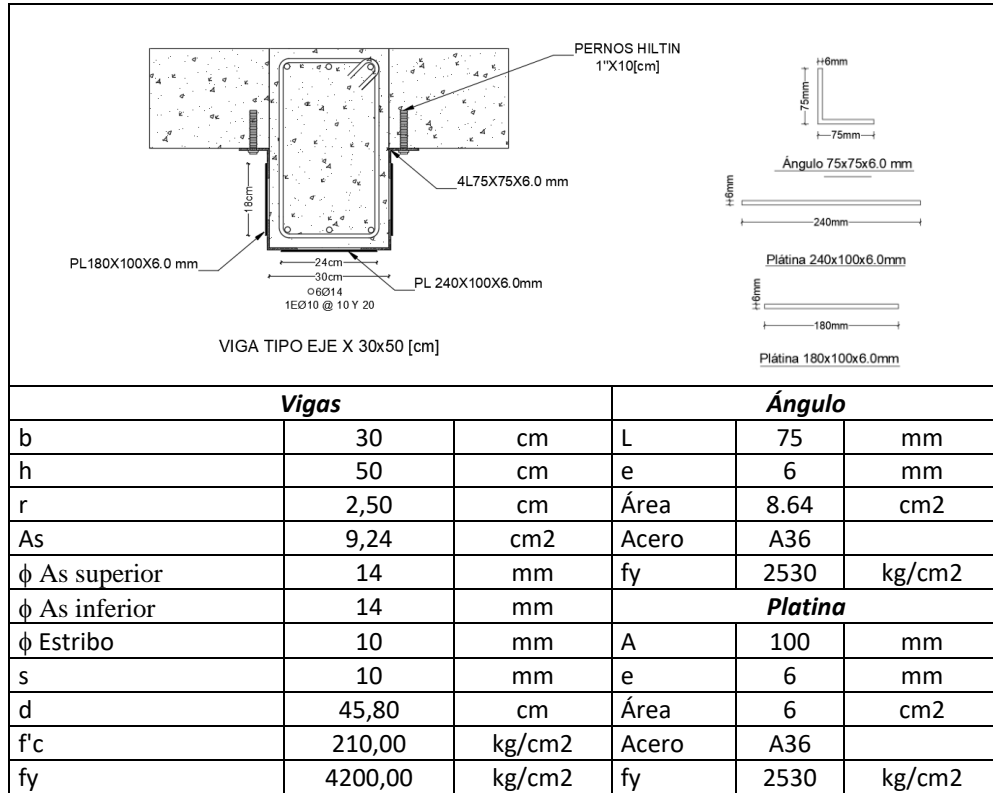


Fuente: Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México, 2019, pág. 81.

Como se expuso anteriormente las vigas fallan a flexión por lo que se ha propuesto implementar un encamisado con ángulos y platinas. Las platinas se emplean con finalidad constructiva es decir para garantizar la unión entre los ángulos implementados ya que las vigas no fallan a corte.

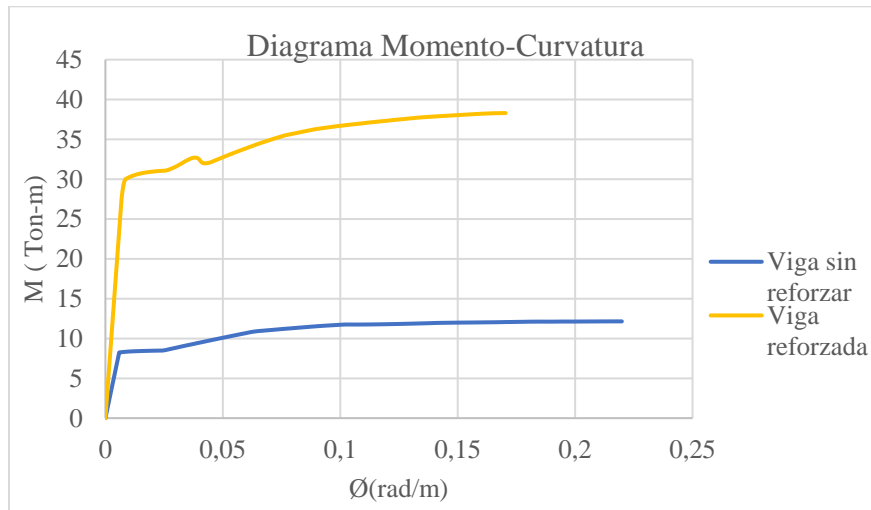
Las vigas reforzadas se analizan a flexión mediante la comparación del diagrama momento curvatura de la viga sin reforzar con el diagrama de momento curvatura de la viga reforzada, además se analizan los momentos de fluencia y momento último para constatar que el reforzamiento es el adecuado.

Tabla 70. Datos del reforzamiento para el tipo de viga eje X (A-D) 30X50 cm



Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 80. Diagrama momento curvatura de la viga eje X (A-D) 30X50 reforzada y sin reforzar



Fuente: SAP 2000

Tabla 71. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje X (A-D) 30X50 reforzada y sin reforzar

	My	ϕ_y	Mu	ϕ_u
Viga sin reforzar	8,2744	0,006599	12,1494	0,219
Viga reforzada	30,2283	0,007713	40,6489	0,1559

Fuente: SAP 2000

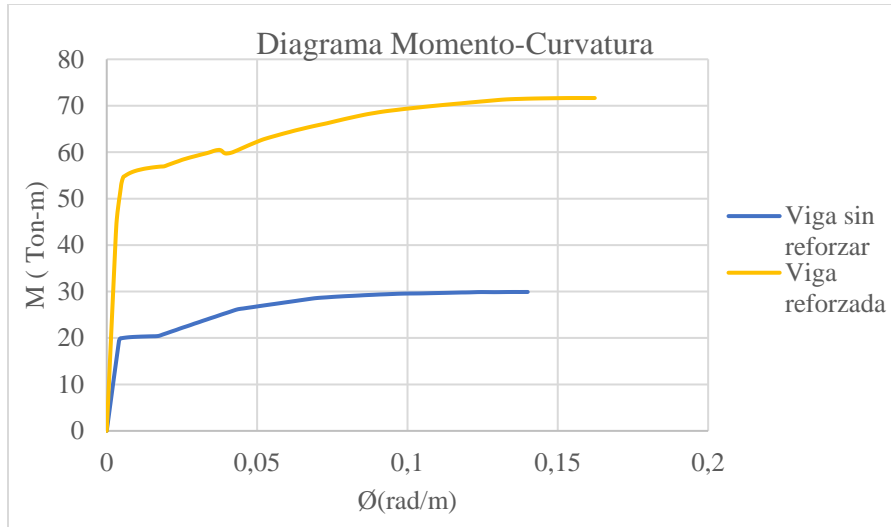
Los datos presentados en la tabla 71 de la resistencia a fluencia M_y y la resistencia última M_u son superiores considerablemente a los obtenidos para la viga sin reforzar, sin embargo, la rotación última disminuye por lo tanto la viga reforzada posee menor ductilidad.

Tabla 72. Datos del reforzamiento en viga eje Y (1y4) 35X70

Vigas			Ángulo		
b	35	cm	L	100	mm
h	70	cm	e	6	mm
r	2,50	cm	Área	11.64	cm ²
As	15,39	cm ²	Acero	A36	
ϕ As superior	14	mm	f _y	2530	kg/cm ²
ϕ As inferior	14	mm	Platina		
ϕ Estribo	10	mm	A	100	mm
s	10	mm	e	6	mm
d	65,80	cm	Área	6	cm ²
f'c	210,00	kg/cm ²	Acero	A36	
f _y	4200,00	kg/cm ²	f _y	2530	kg/cm ²

Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 81. Diagrama momento curvatura de la viga eje Y (1 y 4) 35X70 reforzada y sin reforzar



Fuente: SAP 2000

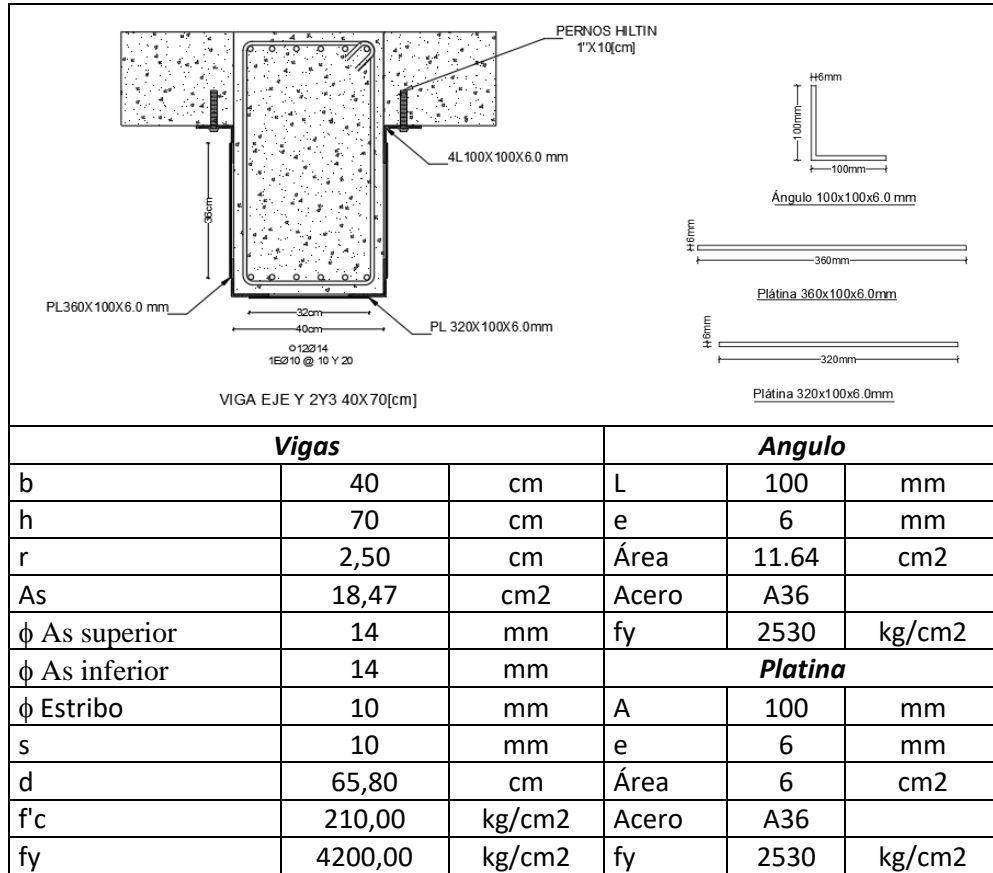
Tabla 73. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje Y (1 y 4) 35X70 reforzada y sin reforzar

	My	ϕy	Mu	ϕu
Viga sin reforzar	19,2842	0,003979	29,9052	0,1488
Viga reforzada	53,2985	0,004886	71,66	0,1623

Fuente: SAP 2000

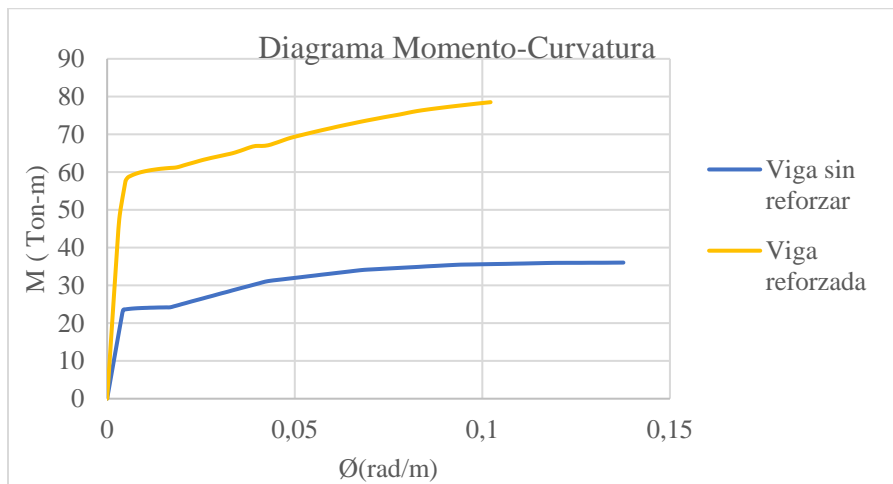
En el diagrama momento curvatura de la viga reforzada se puede observar la superioridad del momento de fluencia M_y y momento último M_u , así como también que la rotación última ϕ_u es mayor en la viga reforzada, lo que implica una mayor ductilidad.

Tabla 74. Datos del reforzamiento en viga eje Y (2 y 3) 40X70



Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 82. Diagrama momento curvatura de la viga eje Y (2y3) 40X70 reforzada y sin reforzar



Fuente: SAP 2000

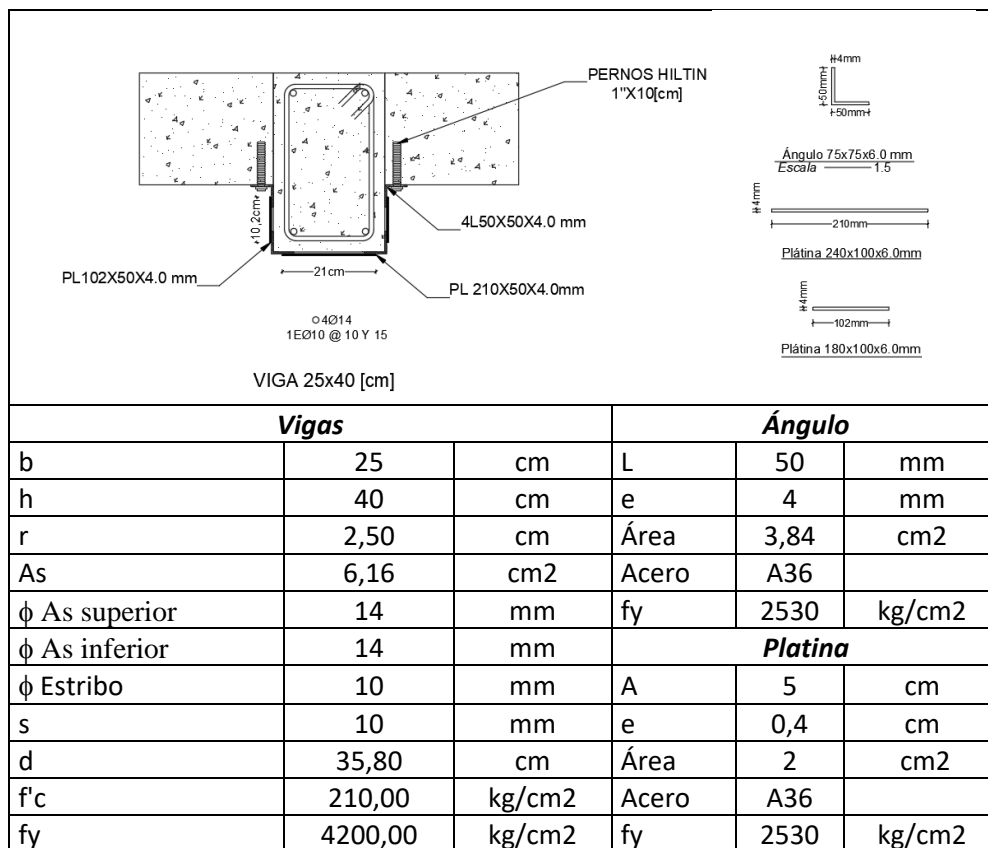
Tabla 75. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje Y (2y3) 40X70 reforzada y sin reforzar

	My	ϕ_y	Mu	ϕ_u
Viga sin reforzar	22,0059	0,003829	36,0374	0,1432
Viga reforzada	57,7679	0,004916	78,5164	0,1022

Fuente: SAP 2000

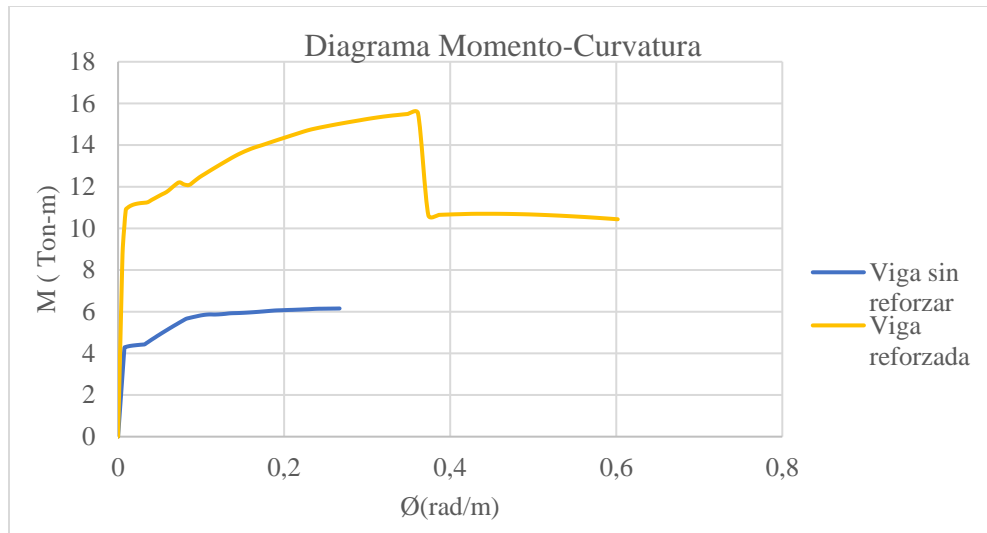
Como se puede notar en la figura 82 y tabla 75, el momento de fluencia M_y es mayor en la viga reforzada al igual que el momento último M_u , lo que representa una mayor resistencia, sin embargo, al ser la rotación última de la viga reforzada menor que la obtenida para la viga sin reforzar existe perdida de ductilidad.

Tabla 76. Datos del reforzamiento en viga eje Y (4') 25X40



Fuente: Danny Gutiérrez

Figura 83. Diagrama momento curvatura de la viga eje Y (4') 25X40 reforzada y sin reforzar



Fuente: SAP 2000

Tabla 77. Momento de fluencia y Momento último de la viga eje Y (4') 25X40 reforzada y sin reforzar

	My	ϕy	Mu	ϕu
Viga sin reforzar	4,284	0,007738	6,1646	0,2894
Viga reforzada	11,8986	0,06316	15,3348	0,3135

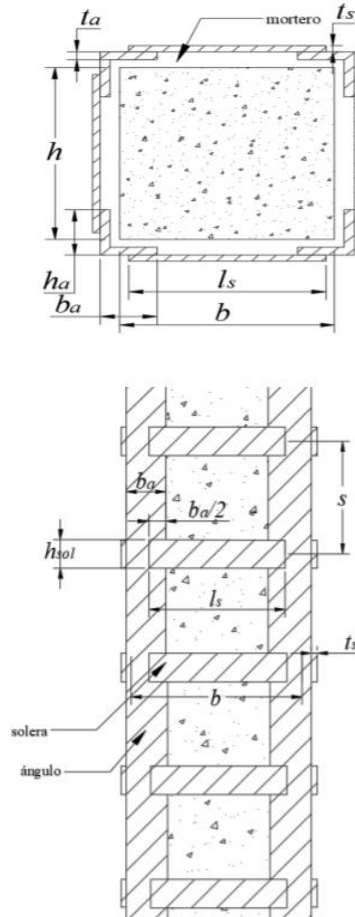
Fuente: SAP 2000

En este caso tanto el momento de fluencia M_y como el momento último M_u de la viga reforzada son superiores a los valores obtenidos para la viga sin reforzar y la rotación última ϕ_u , también es mayor, por ende, la ductilidad de la viga reforzada es mayor.

3.1.4.4.2 Encamisado de columnas

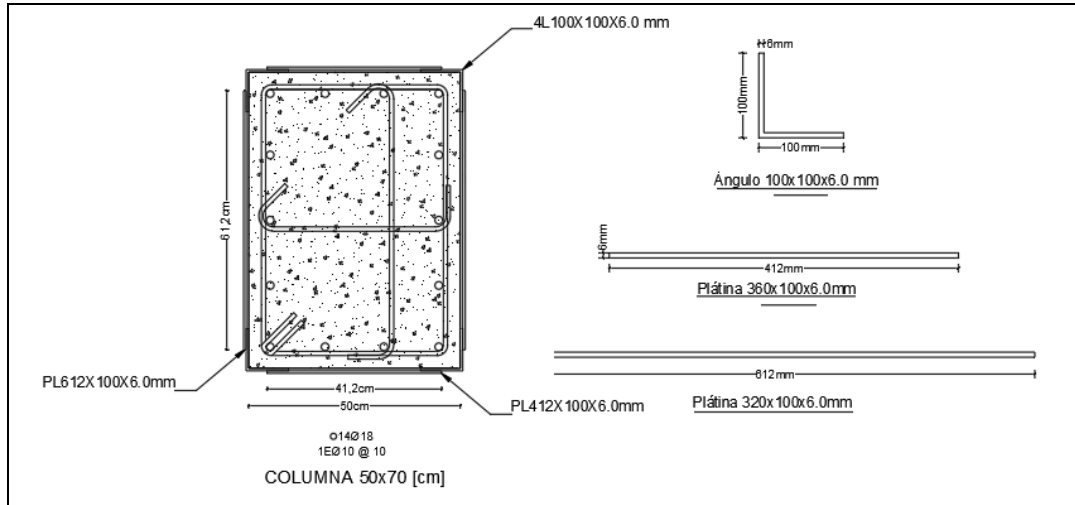
Al igual que las vigas se pueden implementar ángulos en las esquinas de la columna y conectados mediante platinas soldadas a los ángulos, además deben estar unidas mediante mortero fluido si contracción.

Figura 84. Requisitos geométricos de encamisado de columnas



Fuente: Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México, 2019, pág. 83.

Tabla 78. Datos del reforzamiento en columnas



<i>Columna</i>			<i>Ángulo</i>				
b	50	cm	L	10	mm		
h	70	cm	e	6	mm		
r	3	cm	A	11,64	cm ²		
As	35,63	cm ²	Acero	A36			
f As superior	18	mm	fy	2530	kg/cm ²		
f As inferior	18	mm	<i>Platina</i>				
f Estribo	10	mm	A	10	mm		
s	10	mm	e	6	mm		
d	65,10	cm	Ap	6	cm ²		
f'c	210	kg/cm ²	Acero	A36	fy	2530	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²	sp	30	cm		

Fuente: Danny Gutiérrez

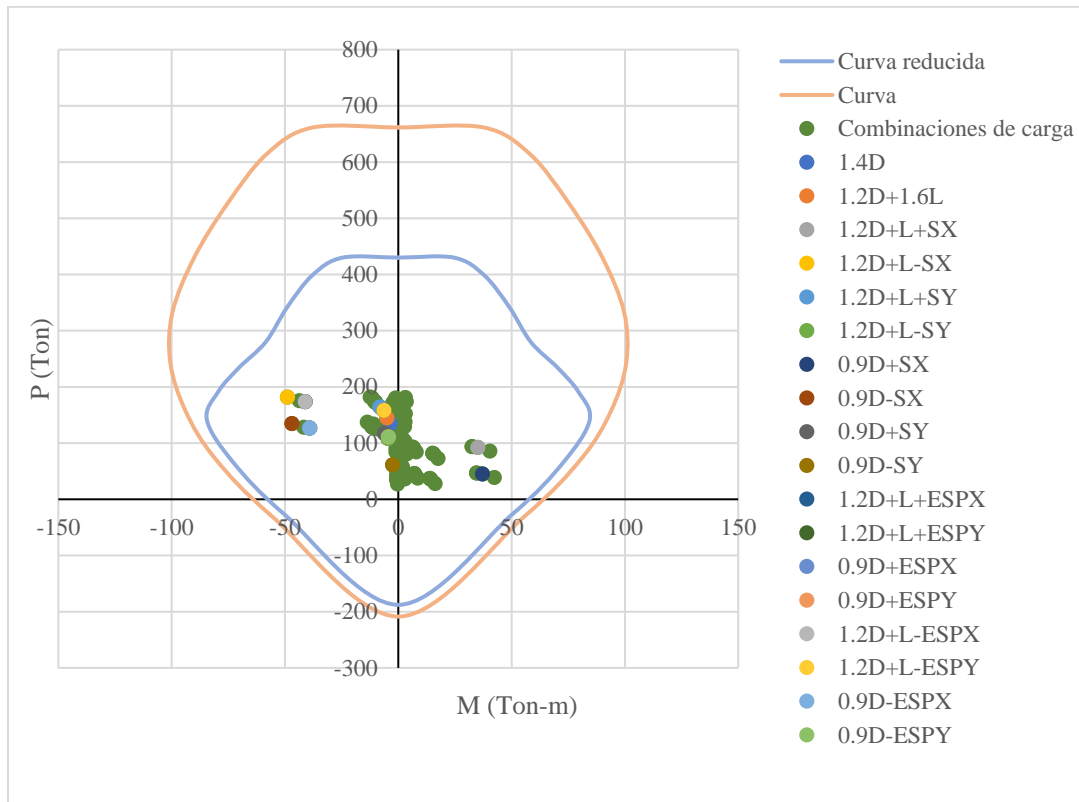
- Análisis a flexocompresión de las columnas reforzadas**

Para llevar a cabo este análisis se emplea la curva de iteraciones de la columna, los datos de momento M y carga axial P para construir dicha curva son obtenidos mediante el software ETABS.

Las combinaciones de carga crítica en columnas también se obtienen mediante el software ETABS y se presentan en las figuras posteriores a detalle. Sin embargo, como menciona el ACI 318-19, en la sección 10.4.2, abarcar para este análisis solo la carga axial máxima y el momento máximo, no resulta en una garantía de que el diseño de una columna cumpla para todas las combinaciones de carga[37]. Es por esto que en las figuras presentadas a continuación se exponen todas las combinaciones de cargas en color verde que actúan en la columna las cuales se obtienen de software ETABS.

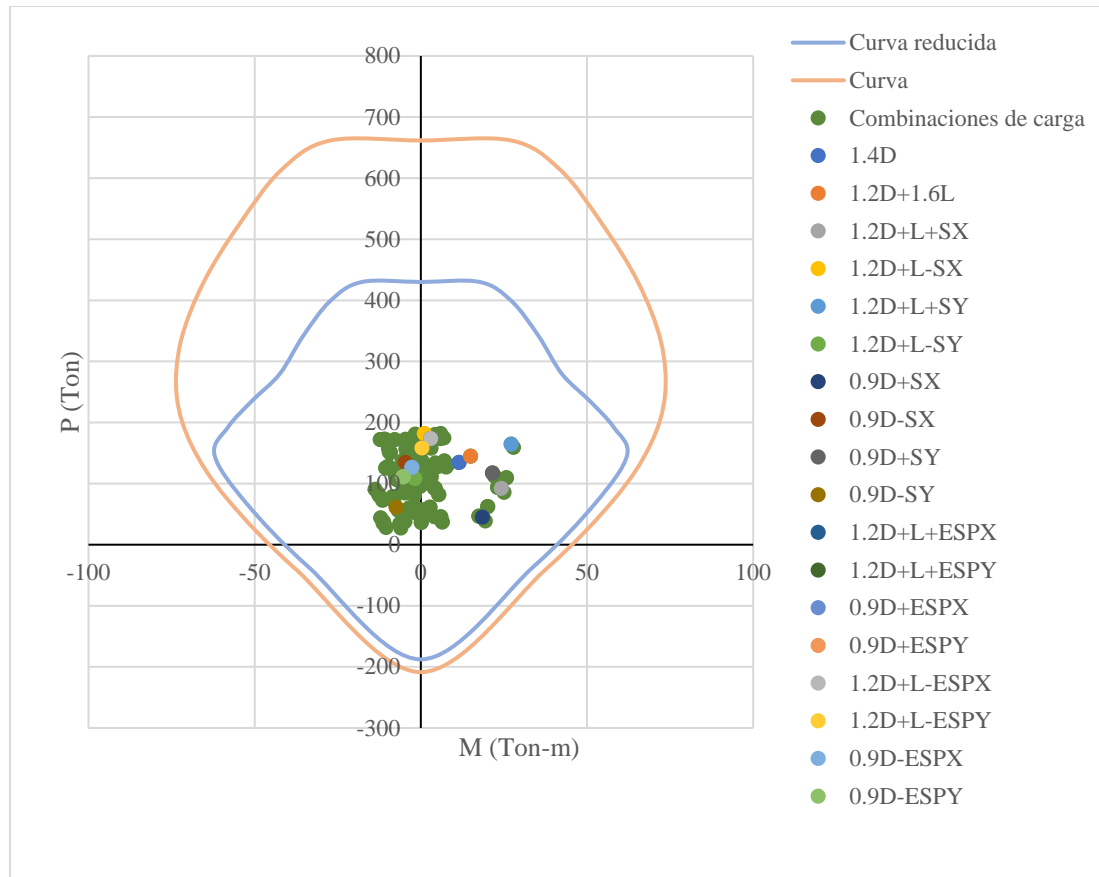
La columna con mayor demanda es la D3 del nivel N+6.48, por lo que se analizara el reforzamiento para dicha columna.

Figura 85. Diagrama de iteraciones en columna reforzada D3, Nivel +6,48 m, sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 86. Diagrama de iteraciones en columna reforzada D3, Nivel +6.48 m, sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Como se observa en las figuras 85 y 86 antes presentadas las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de iteraciones, por lo que se determina como adecuado el reforzamiento planteado.

• **Análisis a corte**

Según el ACI 318-19, sección 22.5.8.5.1, al considerar más de un componente para cortante el V_n se determinará como la suma de los aportes para la resistencia a corte de los distintos componentes empleados, en este caso las platinas V_{sp} .

$$V_n = V_c + V_s + V_{sp}$$

Ec. (73). ACI 318-19.

$$V_{sp} = \frac{A_p f_{yt} d_p}{s_p}$$

Ec. (74). ACI 318-19.

Donde:

A_p : Área de la platina

d_p : Peralte efectivo de la columna

s_p : Separación entre platinas

En la siguiente Tabla, se presenta un resumen del cálculo de la resistencia a corte en una dirección, para lo cual se toma del programa ETABS los valores de cortante crítico para la columna más demandada D3 N+6.48 para la cual se determinó anteriormente que no falla a corte, por ende las platinas se usan por necesidad constructiva del reforzamiento.

Tabla 79. Análisis a corte de las columnas reforzadas

Sentido de análisis	X
Nivel	N+6.48 m
Columna	D3
Vu (Ton)	26,45
Vc (Ton)	0,71
Vs (Ton)	44,24
Vsp (Ton)	25,47
ϕV_n (Ton)	52,82
$\phi V_n > V_u$	CUMPLE

Fuente: Danny Gutiérrez

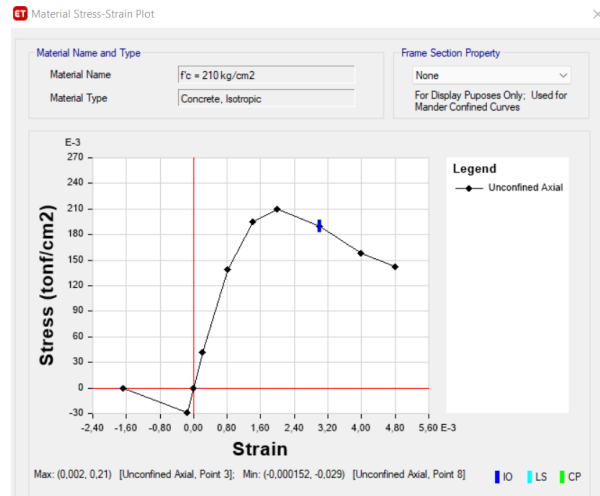
3.1.5 Análisis Estático No Lineal o *Pushover*

3.1.5.1 Parámetros no lineales de los materiales.

- **Hormigón**

Para el hormigón se ha seleccionado el modelo de comportamiento de Mander.

Figura 87. Modelo de comportamiento de Mander

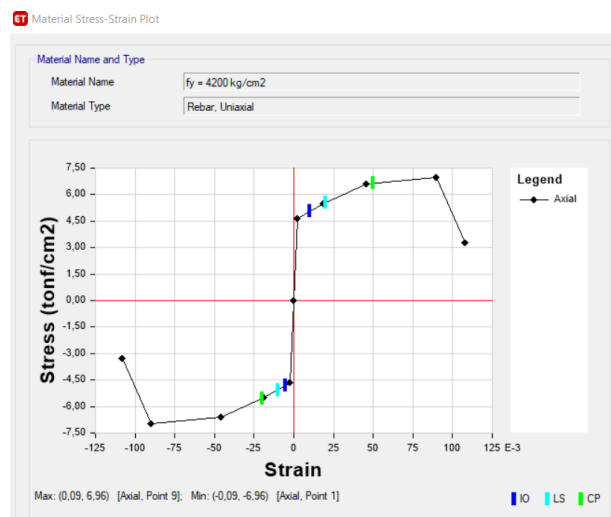


Fuente: ETABS 2018

- **Acero**

Para el acero se ha seleccionado el modelo de comportamiento de Park.

Figura 88. Modelo de comportamiento de Park



Fuente: ETABS 2018

3.1.5.2 Definición de la carga gravitacional no lineal

La carga gravitacional no lineal corresponde a una combinación de cargas compuesta por el 100% de la carga muerta y el 25 % de la carga viva. La acción de esta carga genera la deformación inicial de la estructura por peso propio antes de aplicar la carga lateral de sismo.

Figura 89. Definición carga gravitacional no lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

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

Mass Source: masa +Y

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Sobrecarga	1
Load Pattern	Live	0,25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal +Y

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

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

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

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

OK Cancel

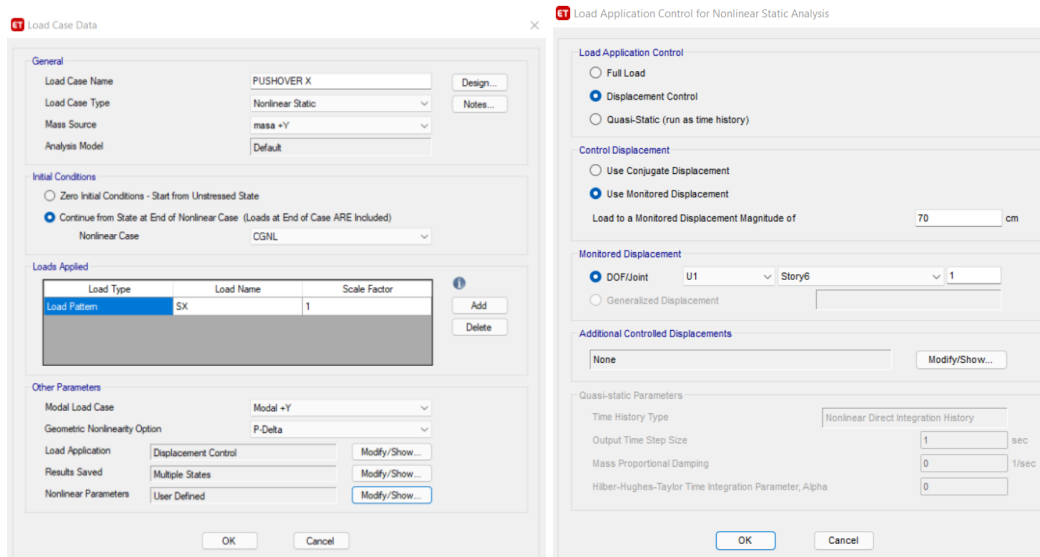
Fuente: ETABS 2018

3.1.5.3 Definición de la carga lateral no lineal

Se define la carga lateral no lineal tanto para el sentido X como para el sentido Y. Este patrón de cargas actúa una vez finalizado la acción de la carga gravitacional no lineal. La deformación producida por dicha carga es controlada por el desplazamiento en el techo del edificio.

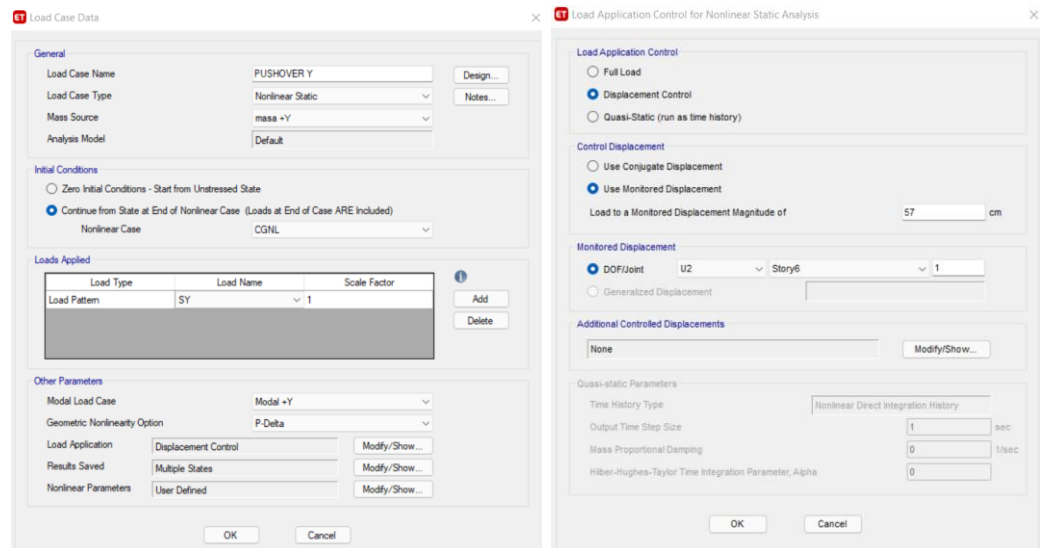
Según FEMA 356 el desplazamiento máximo corresponde al 4% de la altura total del edificio, en este caso la altura del edificio es de 14.30 m lo que representaría un desplazamiento máximo de 57 cm, ya que no se toma en cuenta el tapa gradas.

Figura 90. Definición de la carga lateral no lineal sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 91. Definición de la carga lateral no lineal sentido Y



Fuente: ETABS 2018

3.1.5.4 Asignación de rótulas plásticas

- **Asignación de rótulas plásticas en vigas**

Para la definición de las rotulas plásticas en las vigas se emplea la tabla 10-7 del ASCE 41-17, considerando que la viga está sometida a flexión M3.

Figura 92. Definición de rótulas plásticas en vigas

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo CGNL
 User Value V2 [] tonf

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$
 From Current Design
 User Value (for positive bending) []

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0,95
Auto M3	0,05
Auto M3	0,95

Add
Modify
Delete

Auto Hinge Assignment Data
Type: From Tables In ASCE 41-17
Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

OK Cancel

Fuente: ETABS 2018

- **Asignación de rótulas plásticas en columnas**

Para el caso de las columnas se emplea la Tabla 10.8 del ACSE 41-17, verificando que la columna este analizada bajo carga axial P, momento tanto en X (M3) y momento en Y (M2).

Figura 93. Definición de rótulas plásticas en columnas

The dialog box 'Auto Hinge Type' contains the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:**
 - M2
 - M3
 - M2-M3
 - P-M2-M3
 - P-M2
 - P-M3
 - Parametric P-M2-M3
- P Values From:**
 - Case/Combo
 - User Value
 - Gravity: CGNL
 - Gravity + Lateral: CGNL
- Concrete Column Behavior:**
 - Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 - Controlled by Inadequate Development or Splicing
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (VyE / Vcol0E):**
 - Program Calculated
 - User-specified Shear Demand, VyE
 - User-specified Ratio, VyE / Vcol0E
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:**
 - From Current Design
 - User Value
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - Drops Load After Point E
 - Is Extrapolated After Point E
- Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d):**
 - From Current Design
 - User Value

The 'Frame Hinge Assignment Data' dialog box displays the following table:

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0,95
Auto P-M2-M3	0,05
Auto P-M2-M3	0,95

Below the table, the 'Auto Hinge Assignment Data' section shows:

- Type: From Tables In ASCE 41-17
- Table: Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)
- DOF: P-M2-M3

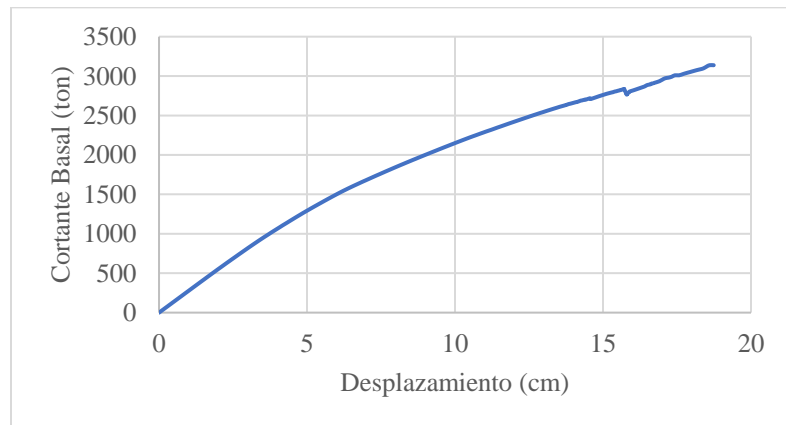
Fuente: ETABS 2018

3.1.4.5 Desempeño estructural

- **Curva de capacidad**

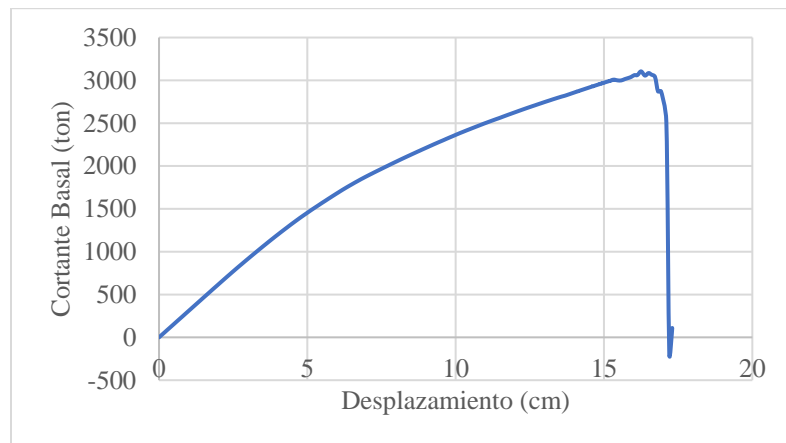
Una vez finalizado el análisis pushover, se procede a obtener los resultados, el primero de ellos es la curva de capacidad de la estructura reforzada tanto para el sentido X como para el sentido Y.

Figura 94. Curva de capacidad de la estructura, sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 95. Curva de capacidad de la estructura, sentido Y



Fuente: ETABS 2018

La curva de capacidad de la estructura reforzada en el sentido X presenta un desplazamiento máximo de 17.94 cm con un cortante basal último de 3051.86 ton, mientras que en el sentido Y el desplazamiento máximo es de 16.50 cm con un cortante basal de 3085.13 ton, estos valores representan la capacidad máxima de la estructura.

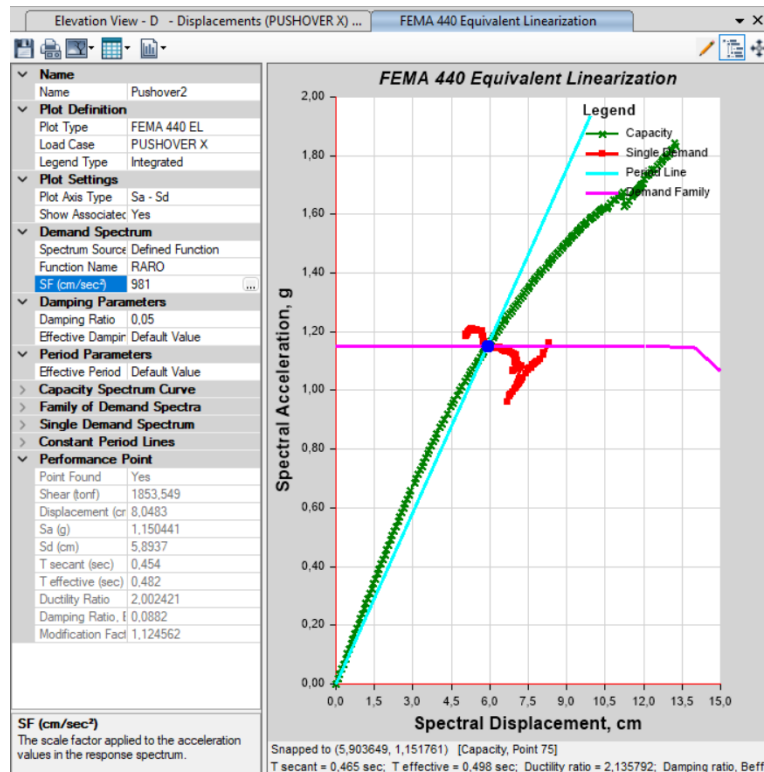
Evaluación del desempeño sísmico

Mediante el software ETABS se obtiene el punto de desempeño de la estructura reforzada para los niveles de amenaza sísmica, Raro ($Tr=475$ años) y Muy Raro ($Tr=2500$ años), propuestos por la NEC 2015, esto mediante el procedimiento de FEMA 440 o del ASCE 41-13, que son los que se disponen en el software ETABS.

Una vez obtenido el punto de desempeño de la estructura se procede a valorar el desempeño sísmico de la estructura considerando los objetivos de desempeño de la norma NEC-SE-DS, 2015 y SEAOC Comité Visión 2000, 1995.

Punto de desempeño para el nivel de sismo Raro $Tr=475$ años, sentido X

Figura 96. Punto de desempeño de la estructura, sismo Raro ($Tr=475$ años), sentido X



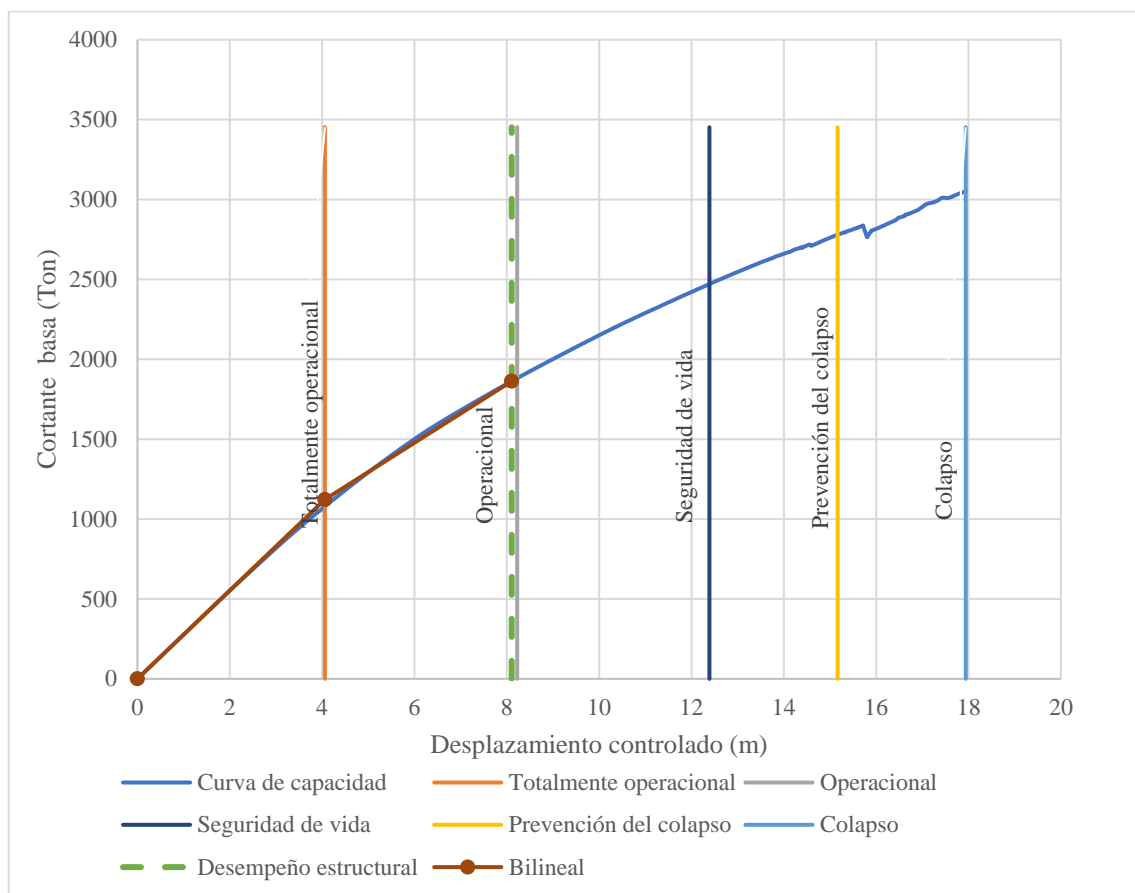
Fuente: ETABS 2018

El punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo raro en el sentido X, corresponde a un desplazamiento de 8.05 cm con un cortante basal de 1853,55 ton, como se puede observar en la figura 96.

Valoración del desempeño para el nivel de sismo Raro $Tr=475$ años, sentido X

El punto de desempeño de la estructura para un sismo raro en el sentido X se encuentra en el nivel de desempeño operacional, figura 97. De acuerdo con SEAOC Comité Visión 2000, 1995, el objetivo de desempeño esperado para un sismo raro $Tr=475$ años y para una estructura de ocupación especial es operacional, por lo tanto, la estructura reforzada cumple con dicho objetivo.

Figura 97. Representación bilineal de la curva de capacidad, sismo Raro ($Tr=475$ años), sentido X

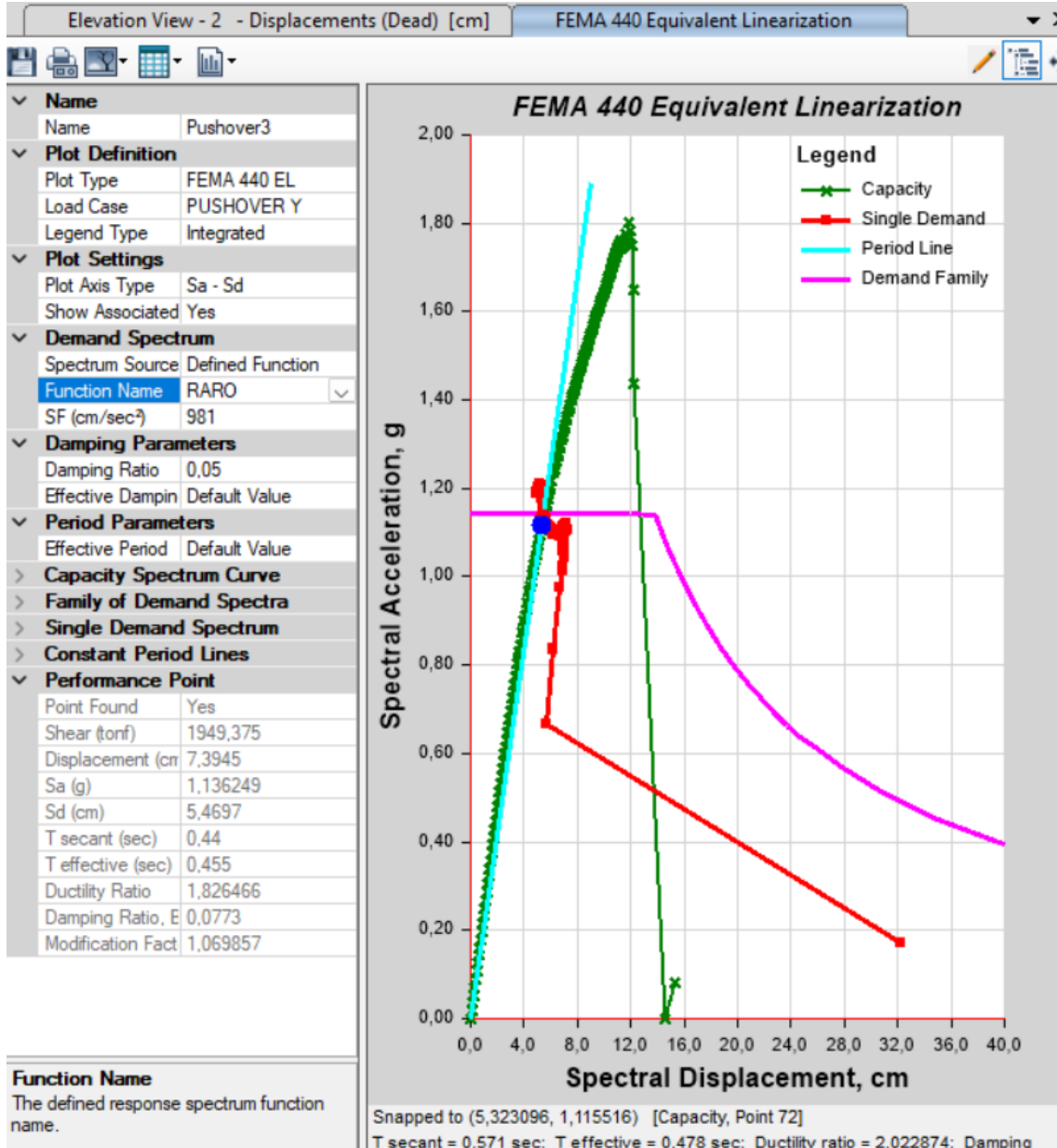


Fuente: ETABS 2018

Punto de desempeño para el nivel de sismo Raro $T_r=475$ años, sentido Y

El punto de desempeño de la estructura para un sismo raro sentido Y, corresponde a un desplazamiento de 7.39 cm con un cortante basal de 1949.38 ton, como se presenta en la siguiente figura.

Figura 98. Punto de desempeño de la estructura, sismo Raro ($T_r=475$ años), sentido Y

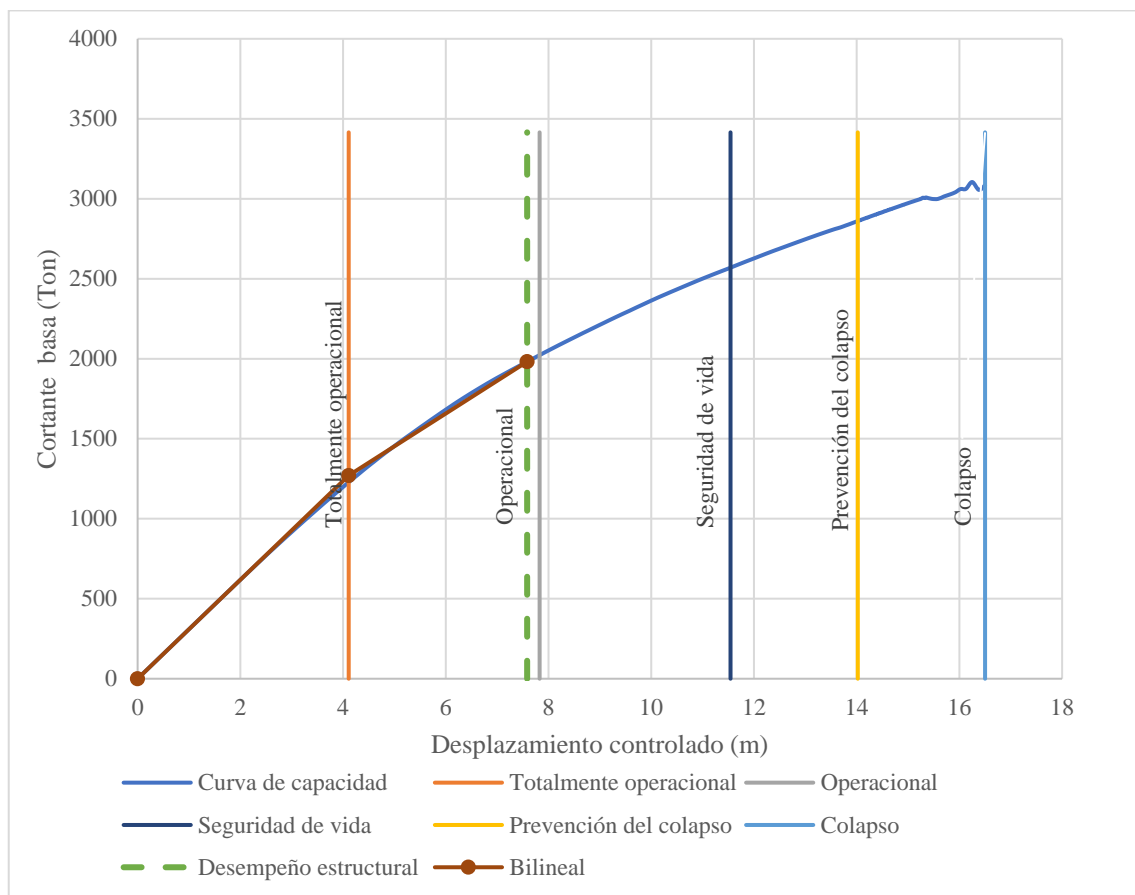


Fuente: ETABS 2018

Valoración del desempeño para el nivel de sismo Raro $Tr=475$ años, sentido Y

Para un sismo raro en el sentido Y, el punto de desempeño se localiza en el nivel de operacional, figura 99, al igual que en el sentido X. Como ya se mencionó anteriormente el objetivo de desempeño es operacional para una estructura de ocupación especial analizado bajo un sismo raro ($Tr= 475$ años), por ende, en este sentido también se cumple con el objetivo de desempeño esperado según el SEAOC, Comité Visión 2000.

Figura 99. Representación bilineal de la curva de capacidad, sismo Raro ($Tr=475$ años), sentido Y



Fuente: ETABS 2018

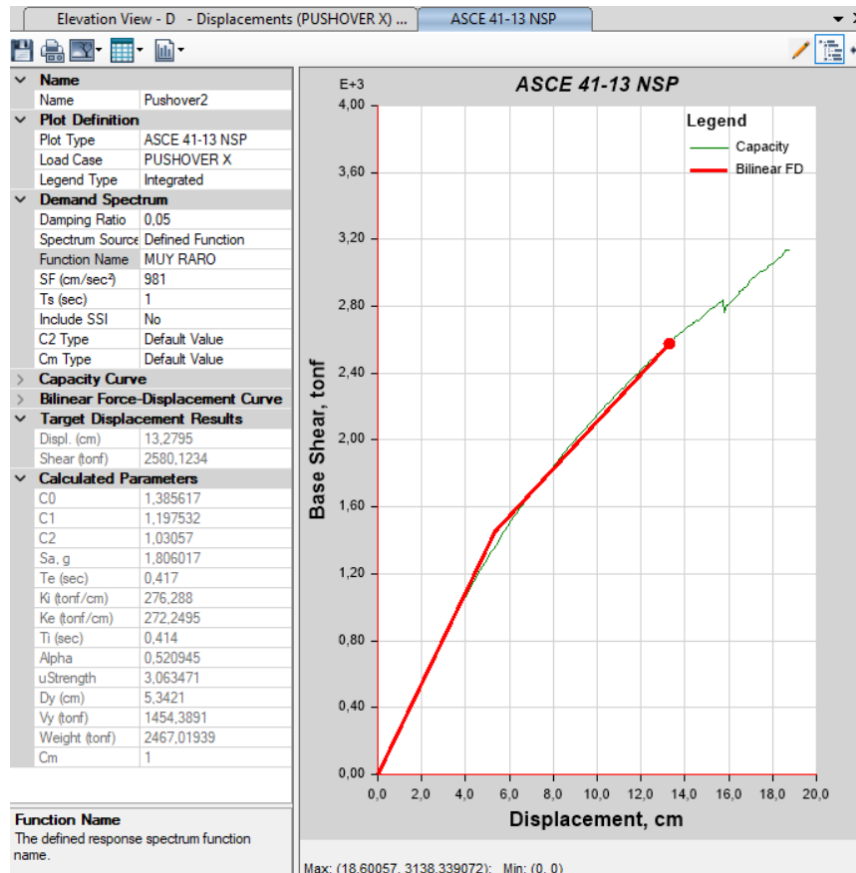
Punto de desempeño para el nivel de sismo Muy Raro $Tr=2500$ años, sentido X

Para el caso del sismo Muy Raro ($Tr= 2500$ años) sentido X, mediante el método de linearización equivalente de FEMA 440 no se obtenido el punto de desempeño. Sin embargo, por el método del ASCE 41-13, se ha podido obtener el desempeño de la estructura.

El punto de desempeño de la estructura para un sismo muy raro sentido X, tiene un desplazamiento de 13.28 cm con un cortante basal de 2580,12 ton como se presenta en la figura siguiente.

Figura 100. Punto de desempeño de la estructura, sismo Muy Raro ($Tr=2500$ años), sentido

X



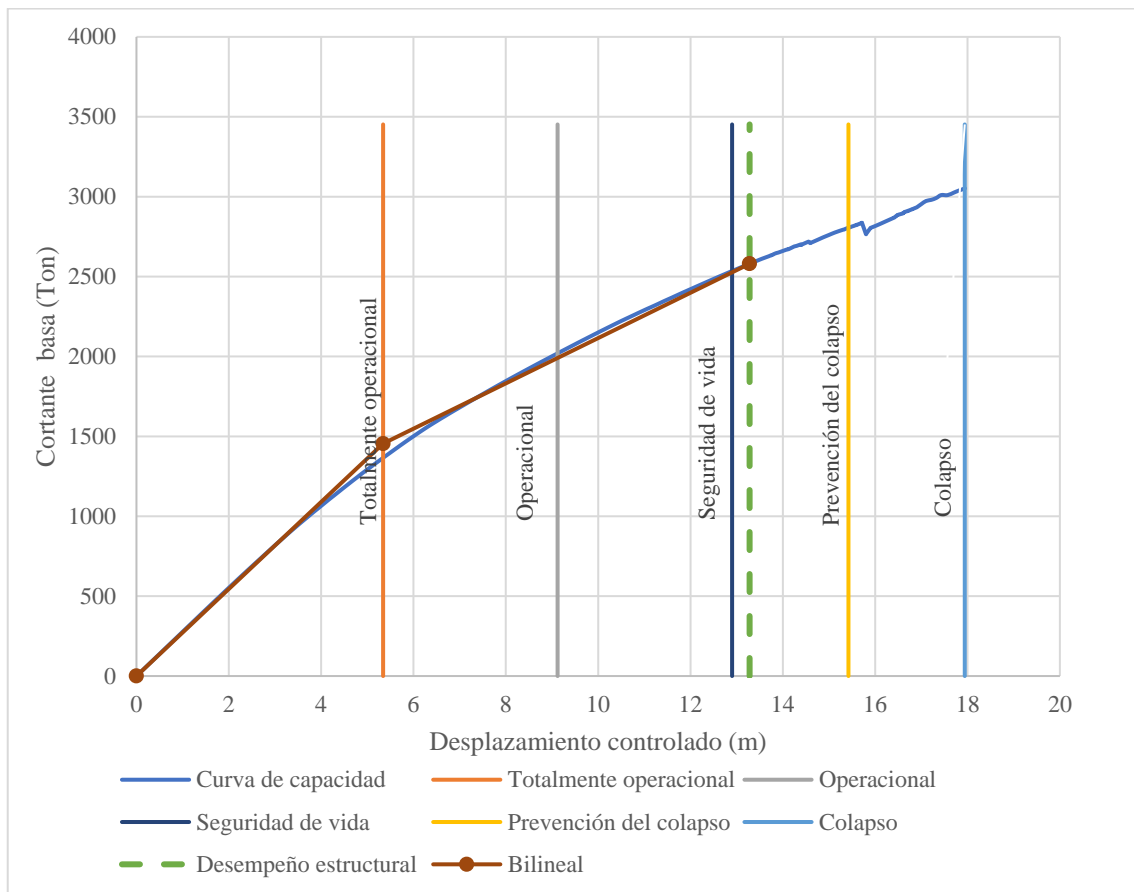
Fuente: ETABS 2018

Valoración del desempeño para el nivel de sismo Muy Raro $Tr=2500$ años, sentido X

La norma NEC-SE-DS, 2015 en la sección 4.3.4, literal a, expone que el objetivo de desempeño esperado para una estructura de ocupación especial bajo un sismo muy raro ($Tr= 2500$ años) es prevención de colapso. Por otra parte, el objetivo de desempeño esperado para una estructura de ocupación especial según el SEAOC, Comité Visión 2000, 1995, es seguridad de vida al considerar un sismo muy raro.

Como se puede observar en la figura 101 el nivel de desempeño de la estructura reforzada es prevención de colapso, por ende, cumple con la norma NEC 2015, sin embargo, el punto de desempeño no cumple con el nivel de desempeño denominado seguridad de vida propuesto por el SEAOC, Comité Visión 2000.

Figura 101. Representación del espectro de capacidad bilineal, sismo Muy Raro ($Tr=2500$ años), sentido X



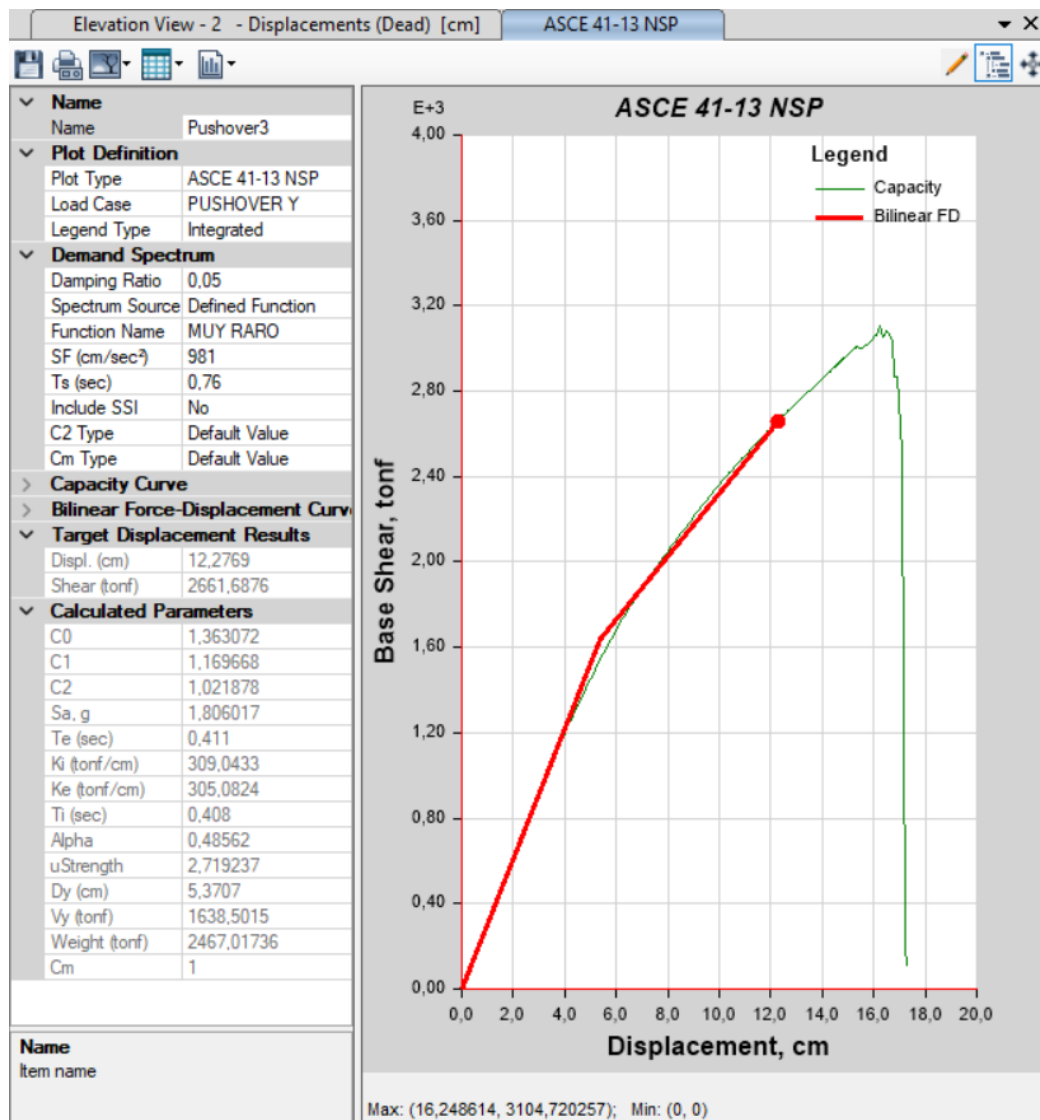
Fuente: ETABS 2018

Punto de desempeño para el nivel de sismo Muy Raro $Tr=2500$ años, sentido Y

Para un nivel de sismo muy raro sentido Y, el punto de desempeño de la estructura corresponde a un desplazamiento de 12.28 cm con un cortante basal de 2661.69 ton y se presenta en la siguiente figura.

Figura 102. Punto de desempeño de la estructura, sismo Muy Raro ($Tr=2500$ años), sentido

Y

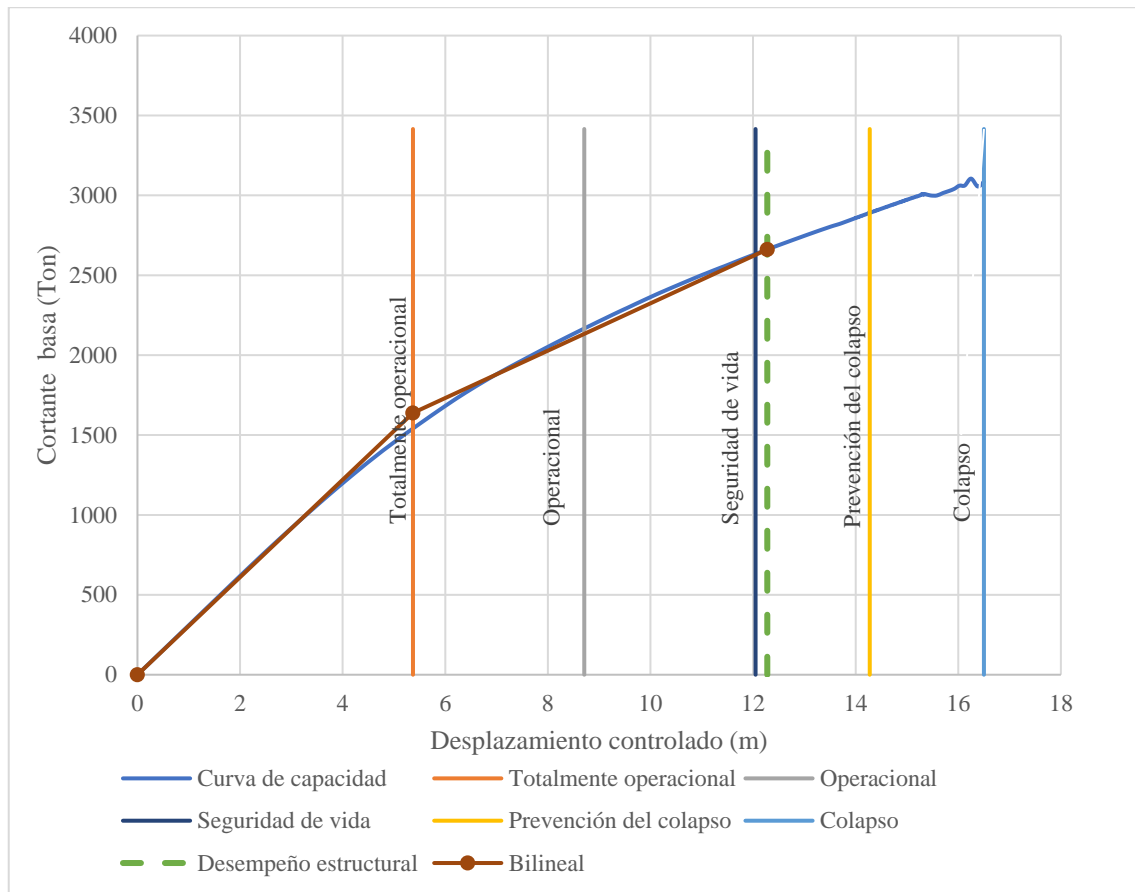


Fuente: ETABS 2018

Valoración del desempeño para el nivel de sismo Muy Raro $T_r=2500$ años, sentido Y

En el sentido el desempeño del edificio se encuentra dentro del nivel denominado prevención de colapso, figura 103, en este caso se cumple el objetivo de desempeño propuesto por la NEC-SE-DS, 2015, sin embargo, no se cumple el objetivo de seguridad de vida que plantea SEAOC, Comité Visión 2000, 1995.

Figura 103. Representación del espectro de capacidad bilineal, sismo Muy Raro ($T_r=2500$ años), sentido Y



Fuente: ETABS 2018

3.2 Verificación de la hipótesis

Los análisis efectuados al edificio de Ciencias Aplicadas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi, demostraron el comportamiento sísmico inadecuado de la estructura, definiendo un grado medio de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante la evaluación visual rápida de FEMA P-154 y NEC 2015, mientras que a partir del análisis dinámico espectral se determinó el incumplimiento de los parámetros de sismo resistencia de la NEC 2015, el reforzamiento implementado a la estructura permite cumplir con los requerimientos de sismoresistencia establecidos en la normativa vigente. Sin embargo, mediante el análisis estático no lineal se comprobó que la estructura reforzada alcanza los objetivos de desempeño propuesto por la normativa NEC-SE-DS, 2015.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- La resistencia a compresión del hormigón se determinó mediante el análisis esclerométrico obteniéndose un valor de $f'c = 223 \text{ kg/cm}^2$, correspondiente a un número de golpes promedio de 43.2 golpes.
- El perfil de suelo sobre el que se emplaza la estructura corresponde al tipo de perfil D, esto debido a que la velocidad media de la onda cortante promedio es $V_{s30} = 344.78 \text{ m/s}$, valor que se encuentra dentro del rango $180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360 \text{ m/s}$, de acuerdo con la clasificación de los suelos SUCS el tipo de suelo determinado es arena limosa en los niveles -1 metro a -2,50 metros, al igual que los niveles -4 metros a -5 metros, para los niveles de -3 metros y -3.50 metros el tipo de suelo corresponde a una arena arcillosa.
- Del análisis cualitativo de vulnerabilidad sísmica mediante los formularios de FEMA P-154 se obtuvo una puntuación final de $S = 1$ lo que implica una probabilidad de colapso del 10 %, en cuanto a la NEC 2015, se determinó una puntuación de $S = 2.2$ lo que representa que la estructura posee un grado medio de vulnerabilidad sísmica, en ambos casos se recomienda necesario un análisis estructural detallado.
- De la inspección visual rápida tanto de FEMA P-154 como de NEC 2015, se establece que la estructura presenta una irregularidad en elevación severa debido a la presencia de columna corta ocasionada por el muro de sótano de 1.90 metros de altura, alcanzando el nivel del suelo del cual parte el análisis estructural, dejando una altura no confinada por el muro de 0,64 metros.
- Mediante el análisis modal espectral se obtuvo que el periodo de vibración de la estructura es de 0,978 s, mismo que supera en más del 30 % al estimado por el método 1 de la NEC 2015, las derivas de piso tanto para el sentido X, sentido Y como para los sismos probabilista y determinista, superan el 2% en todos los niveles de la estructura, siendo la máxima deriva de piso del 7, 14% en el nivel

N+9.72 para el sentido X, en tanto para el sentido Y la deriva máxima es del 3.62% en el mismo nivel, por lo que se define a la estructura como inestable.

- Para estabilizar la estructura se plantea la implementación de riostras de tipo V, con lo cual se obtiene un periodo de vibración de la estructura de 0,406 s, el cual es menor al 30% del periodo de vibración determinado por el método 1 de la NEC 2015, las derivas de piso en el sentido X como el sentido Y son menores al 2 %, resultando la deriva máxima en el sentido X nivel N+9.72 de 0.91%, mientras que en el sentido Y la deriva máxima es 0.79% en el nivel N+6.48 m. el comportamiento de la estructura en los dos primeros modos de vibración es traslacional y en el tercer modo rotacional.
- A través del análisis estático no lineal o *Pushover* se determina que el desempeño sísmico de la estructura reforzada, para un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años es operacional, tanto en el sentido X como en el sentido Y, por ende, cumple con el objetivo de desempeño operacional propuesto para las estructuras de ocupación especial por el SEAOC, Comité Visión 2000,1995.
- El desempeño sísmico de la estructura reforzada para un sismo muy raro periodo de retorno 2500 años, en el sentido X como el sentido Y corresponde al nivel de prevención de colapso, por lo tanto, se cumple con el objetivo de desempeño para estructuras de ocupación especial propuesto por la NEC-SE-DS, 2015, mientras que el objetivo de seguridad de vida indicado por Visión 2000 no se cumple.

4.2 Recomendaciones

- Previo a la inspección visual propuesta por FEMA P-154 o NEC 2015, se recomienda efectuar una lista con las características de la configuración estructural de la edificación obtenida de los planos para luego ser comparado con la edificación en campo.
- Para el análisis estructural de edificaciones existentes es de suma importancia contar con los equipos adecuados para determinar la armadura de refuerzo de los elementos estructurales, con el objetivo de platear un correcto reforzamiento a nivel local de la estructura, así como para establecer los parámetros necesarios para el análisis estático no lineal o *pushover*.
- Se recomienda para el desarrollo de un reforzamiento estructural, una capacitación previa en cuanto a la teoría de análisis no lineal, al manejo de software y a las técnicas de reforzamiento que se pueden implementar en una estructura.
- Es recomendable realizar evaluaciones estructurales de las edificaciones existentes, debido a que la mayor parte del país se encuentra en una zona de alta sismicidad, sumado a esto la informalidad y el poco control existente en el sector de la construcción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook,” 2015. [Online]. Available: https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf.
- [2] Federal Emergency Management Agency, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” 2005. [Online]. Available: <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Improvement+of+Nonlinear+Static+Seismic+Analysis+Procedures#2%5Cnhttp://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:440,+Improvement+of+nonlinear+static+seismic+analysis+procedures%232>.
- [3] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras*. Ecuador, 2015.
- [4] J. P. Juan, C. C. Johnny, S. B. Jorge, and A. Tenorio, “Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca : Lineamientos generales y avances del proyecto,” *MASKANA*, vol. 9, no. 1, pp. 59–78, 2018, doi: 10.18537/mskn.09.01.07.
- [5] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” *Obras y Proy.*, no. 23, pp. 63–77, 2018, doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.
- [6] I. S. PAREDES VALLE and B. A. PACHAR ROMERO, “ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS OCHO ESTRUCTURAS DEL MIDENA, MEDIANTE LA METODOLOGÍA FEMA P-154, Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EN LA EDIFICACIÓN MÁS VULNERABLE,” Universidad de las Fuerzas Armadas, 2019.
- [7] H. Parra, M. Benito, J. Gaspar, A. Fernández, M. Luna, and X. Molina, *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador continental*. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, 2017.
- [8] J. Giner and S. Molina, *Sismicidad y Riesgo Sísmico en la CAV*, Editorial. España, 2001.
- [9] R. Aguiar and A. Rivas, *Microzonificación sísmica de Ambato*, Primera. Ecuador: Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 2018.
- [10] P. F. Cobos Torres, “Estudio de Peligro Sísmico Determinista para las Estructuras de la Universidad Técnica de Ambato Campus Huachi,” trabajo de fin de grado, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador, 2017.
- [11] H. A. Parra Cárdenas, “Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito,” 2016.

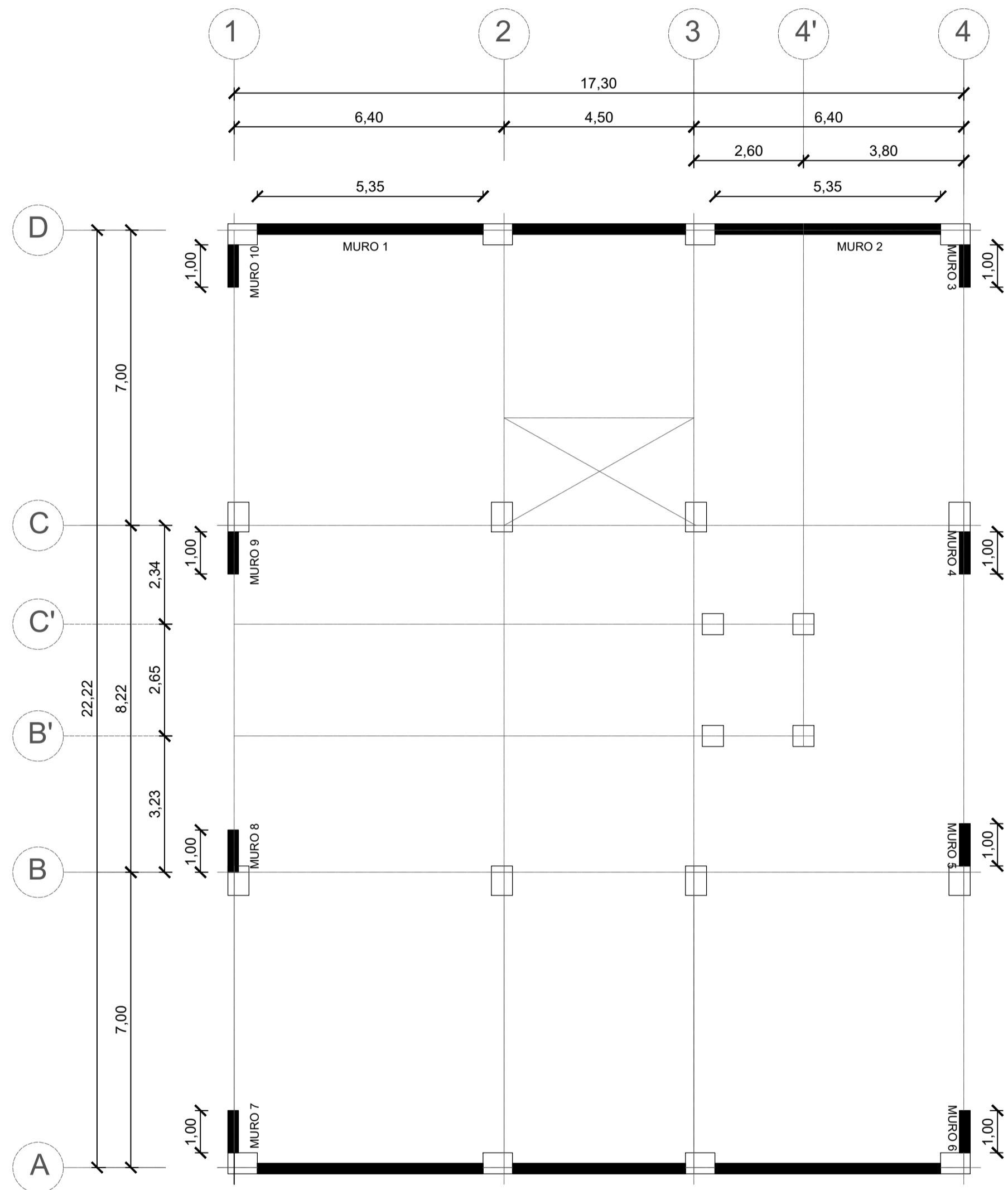
- [12] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Ecuador, 2015.
- [13] INSTITUTO GEOFISICO ESCUELA POLITECNICA NACIONAL, "Informe sísmico para el año 2020," Quito, 2020. [Online]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/>.
- [14] P. Guéguen, *Seismic Vulnerability of Structures*, First. John Wiley & Sons Incorporated, 2013.
- [15] T. Goded Millán, *Evaluación del riesgo sísmico en la ciudad de Málaga*. Madrid: Universidad Complutense de Madrid, 2010.
- [16] O. Rincón Ponce, "Análisis sistemático de metodologías empleadas para la medición cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de estructuras," 2020, [Online]. Available: <https://repository.ucc.edu.co/handle/20.500.12494/16269>.
- [17] V. Gioncu and F. Mazzolani, *Earthquake Engineering for Structural Design*, Primera. New York: Taylor & Francis Group, 2010.
- [18] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat, and J. E. Hurtado, "Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado," *Rev. Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*, vol. 29, no. 2, pp. 63–78, 2013, doi: 10.1016/j.rimni.2013.04.003.
- [19] V. Toledo Espinoza, *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*, Primera. Centro Virtual de la Comunidad para la Ingeniería Civil, 2011.
- [20] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17*. United States of America, 2017.
- [21] J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete.," *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988, [Online]. Available: <https://ascelibrary.org/>.
- [22] R. Park and T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. 1975.
- [23] R. Aguiar, D. Mora, and M. Rodríguez, "DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA Y MOMENTO- ROTACIÓN PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO CON ASCE / SEI 41 Y SISTEMA DE COMPUTACIÓN CEINCI-LAB," 2015.
- [24] K. A. Alvarado Guerrero and A. M. Martínez Bone, "ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PARA EVALUAR UN EDIFICIO UBICADO EN BAHÍA DE CARÁQUEZ- ECUADOR," ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, 2020.
- [25] Applied Technology Council ATC, "ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," California, 1996. [Online]. Available: http://www.dinochen.com/attachments/month_0901/atc-402.pdf.
- [26] H. Zorita Galán, *Manual didáctico de estructuras II*. 2015.
- [27] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*, Primera. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 2003.

- [28] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13*. United States of America, 2013.
- [29] H. Donini and R. Orler, *Análisis de las patologías en estructuras de hormigón armado: causas, inspección, diagnóstico, refuerzo y reparación.*, Nobuko. Buenos Aires, 2016.
- [30] F. J. Crisafulli, *Diseño sísmo resistente de construcciones de acero*. 2018.
- [31] D. E. Sandoval Pazmiño, "Evaluación técnica de la patología del hormigón de los monobloques y diseño del refuerzo estructural de la cimentación para las torres de la línea de transmisión Limón – Macas," trabajo de grado, Universidad Internacional del Ecuador, Quito, Ecuador, 2015.
- [32] I. N. Neira Mizhquero and R. D. Palacios Beltrán, "Obtención de correlaciones para determinar la Resistencia a la compresión y Módulo de rotura del hormigón mediante Ensayos Esclerométricos Trabajo de titulación modalidad Proyecto de Investigación , previo a la obtención del título de Ingeniero Civil AUTO," Universidad Central del Ecuador. Tesis de grado. Quito., 2019.
- [33] Servicio Ecuatoriano de Normalización INEN, *NTE INEN 3121 HORMIGÓN ENDURECIDO. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTE. MÉTODO DE ENSAYO*. Ecuador, 2016.
- [34] E. De Oteyza, E. Lam, C. Hernández, and Á. Carillo, *Probabilidad y estadística.*, Pearson Ed. Ciudad de México, 2015.
- [35] Sistema de Contratación Pública (SERCOP), "CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO II PARA AULAS DE USO COMÚN DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO," 2017. https://www.compraspublicas.gob.ec/ProcesoContratacion/compras/PC/informacionProcesoContratacion2.cpe?idSoliCompra=YtEmWNaEeIshGQibbPZj1sZzUxXK9Nyd4bhnp_4rljA, (accessed Mar. 19, 2021).
- [36] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción- NEC Estructuras de Hormigón Armado*. Ecuador, 2014.
- [37] American Concrete Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318-19) y Comentario (ACI0319R-19)*. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.
- [38] Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Norma Técnica INEN 689 MECANICA DE SUELOS ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR*. Ecuador, 1982.
- [39] C. E. Tamayo Santafé, "ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA CONCEPCIÓN, PARROQUIA LA PENÍNSULA, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA," trabajo de grado, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador, 2018.
- [40] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la construcción - Cargas No Sísmicas*. 2015.
- [41] S. Alcocer et al., *Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la Ciudad de México*, vol. 1. 2019, p. 202.

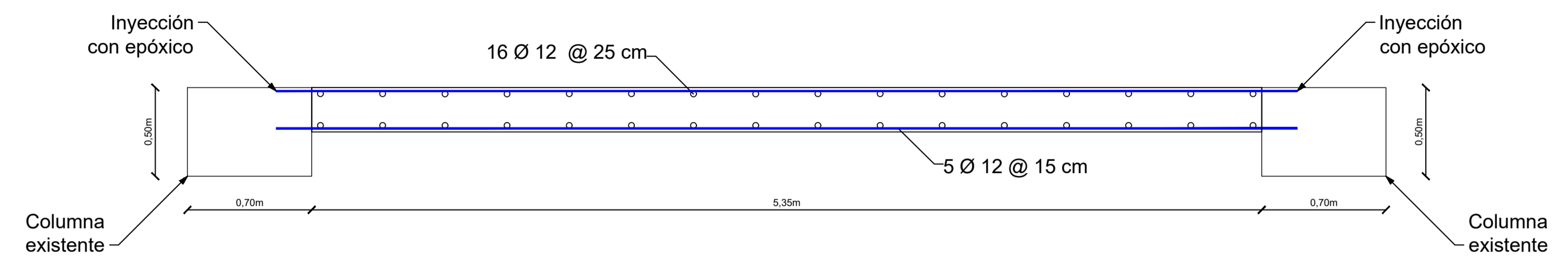
ANEXOS

ANEXO A

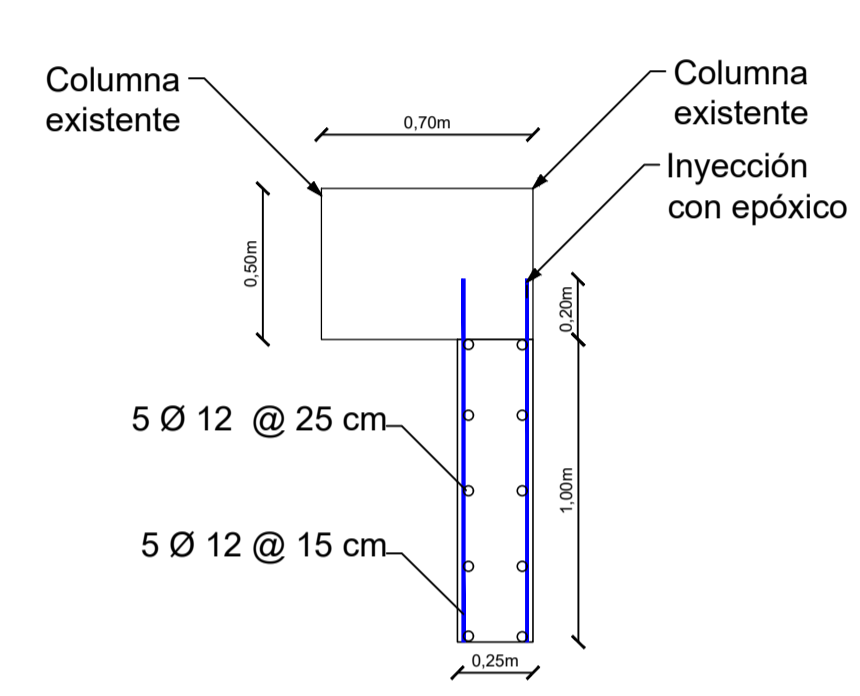
PLANOS ESTRUCTURALES DEL REFORZAMIENTO



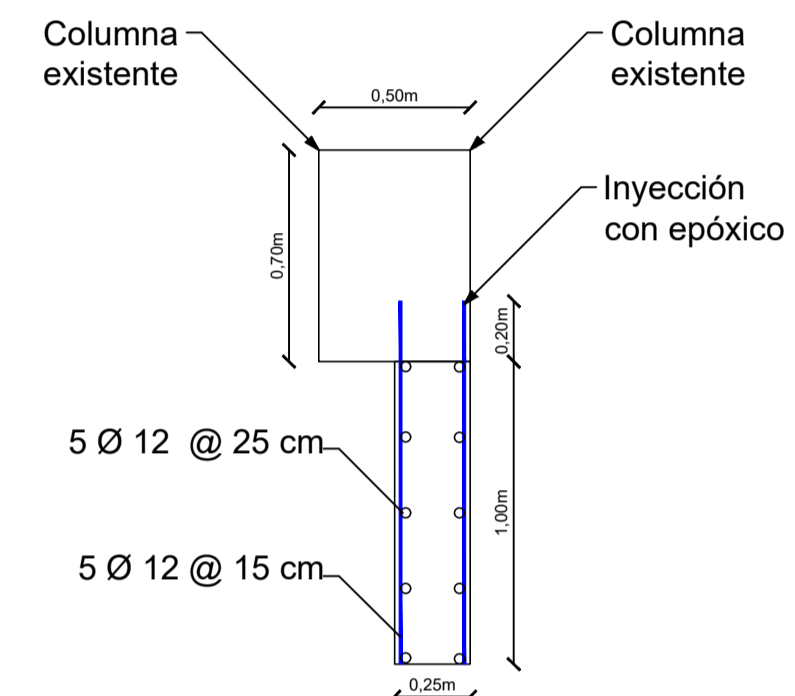
LOSA N+1.34 m
ESCALA 1:150



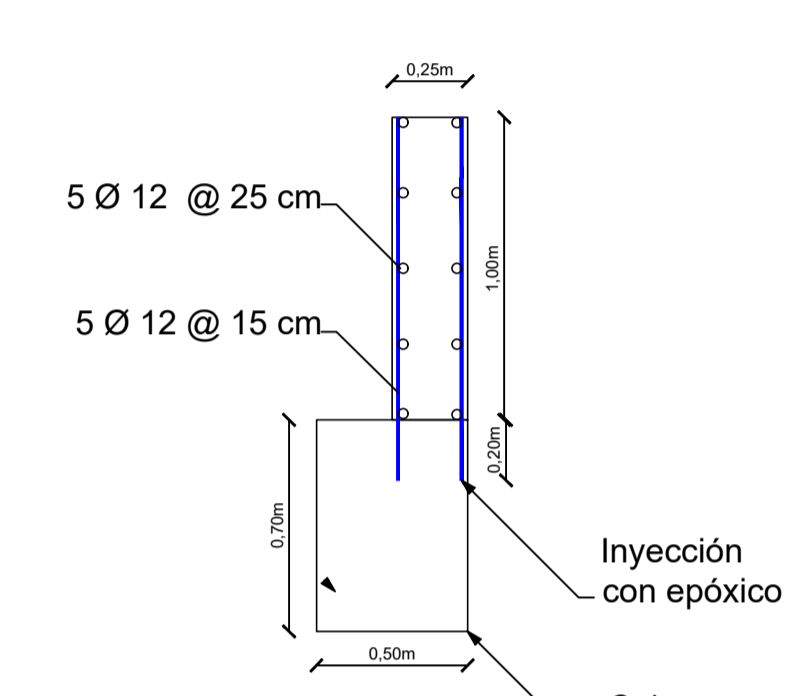
Muro 1 - Muro 2
Escala 1:20



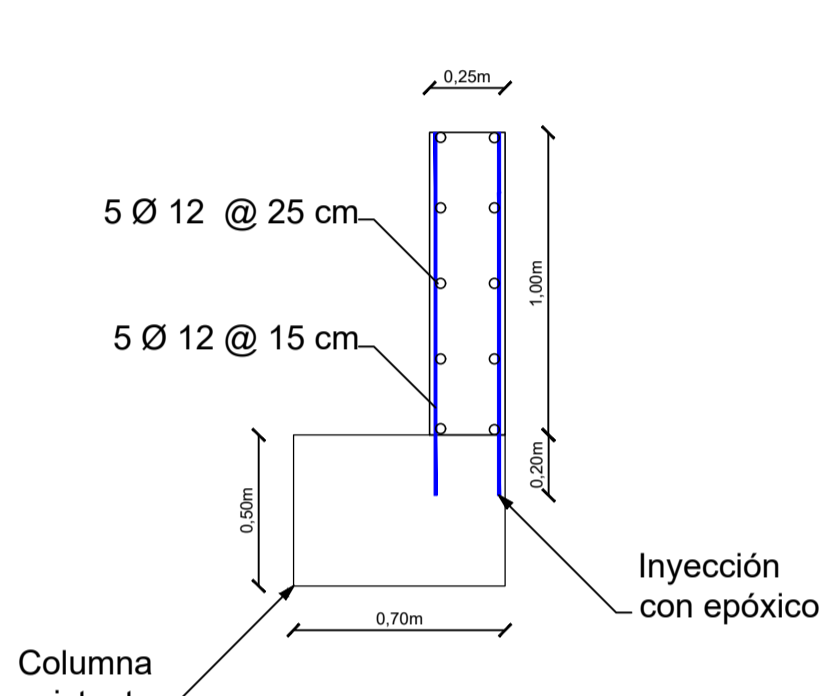
Muro 3
Escala 1:25



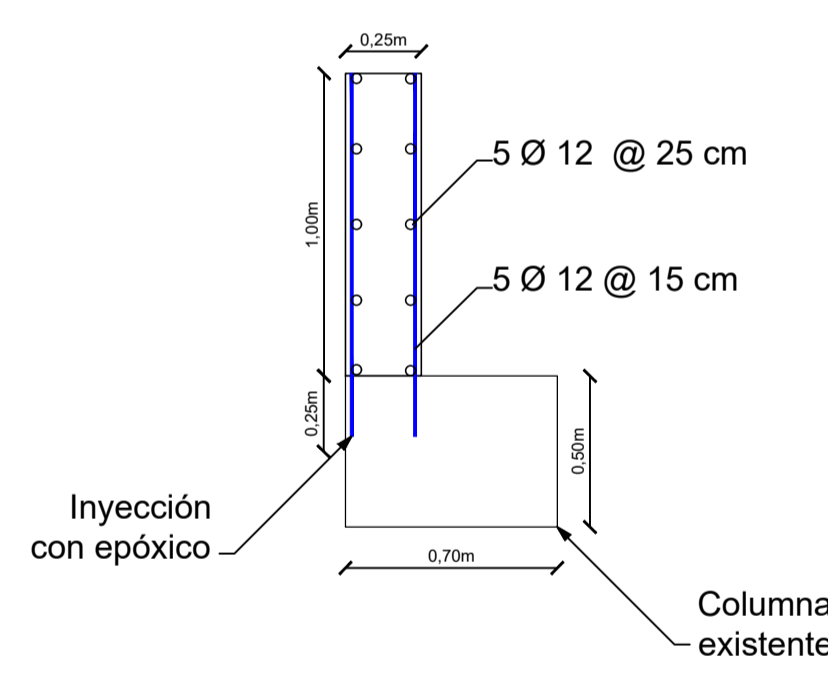
Muro 4
Escala 1:25



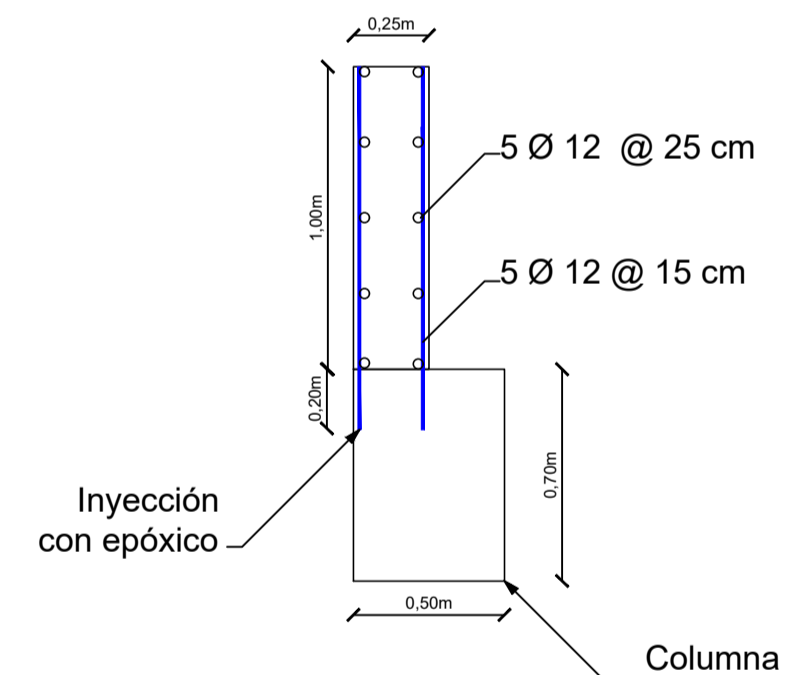
Muro 5
Escala 1:25



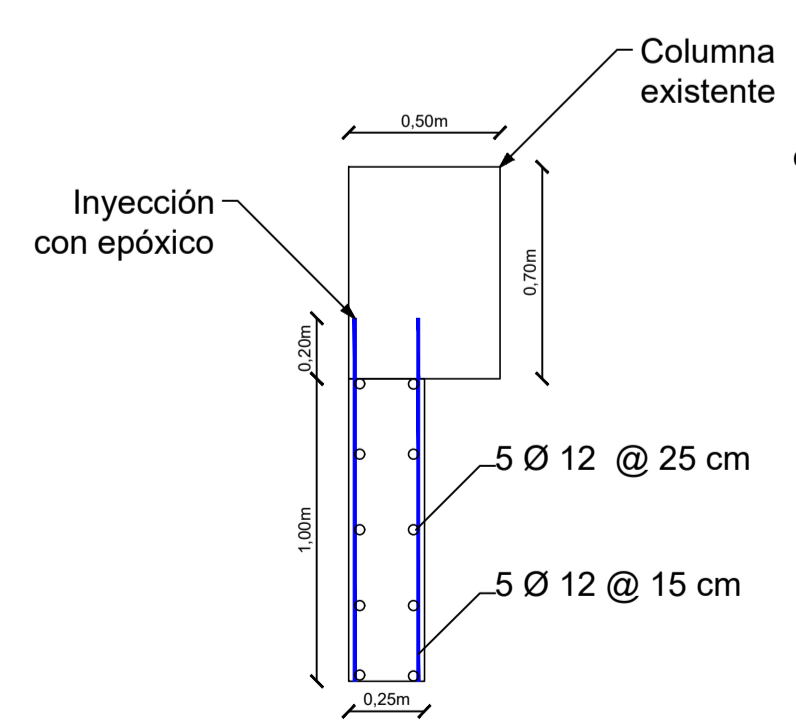
Muro 6
Escala 1:25



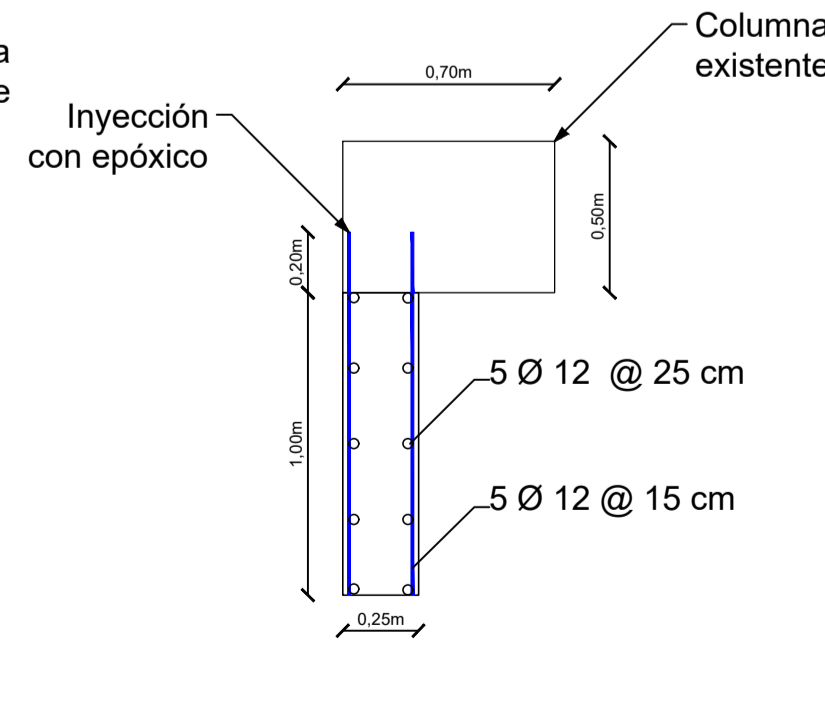
Muro 7
Escala 1:25



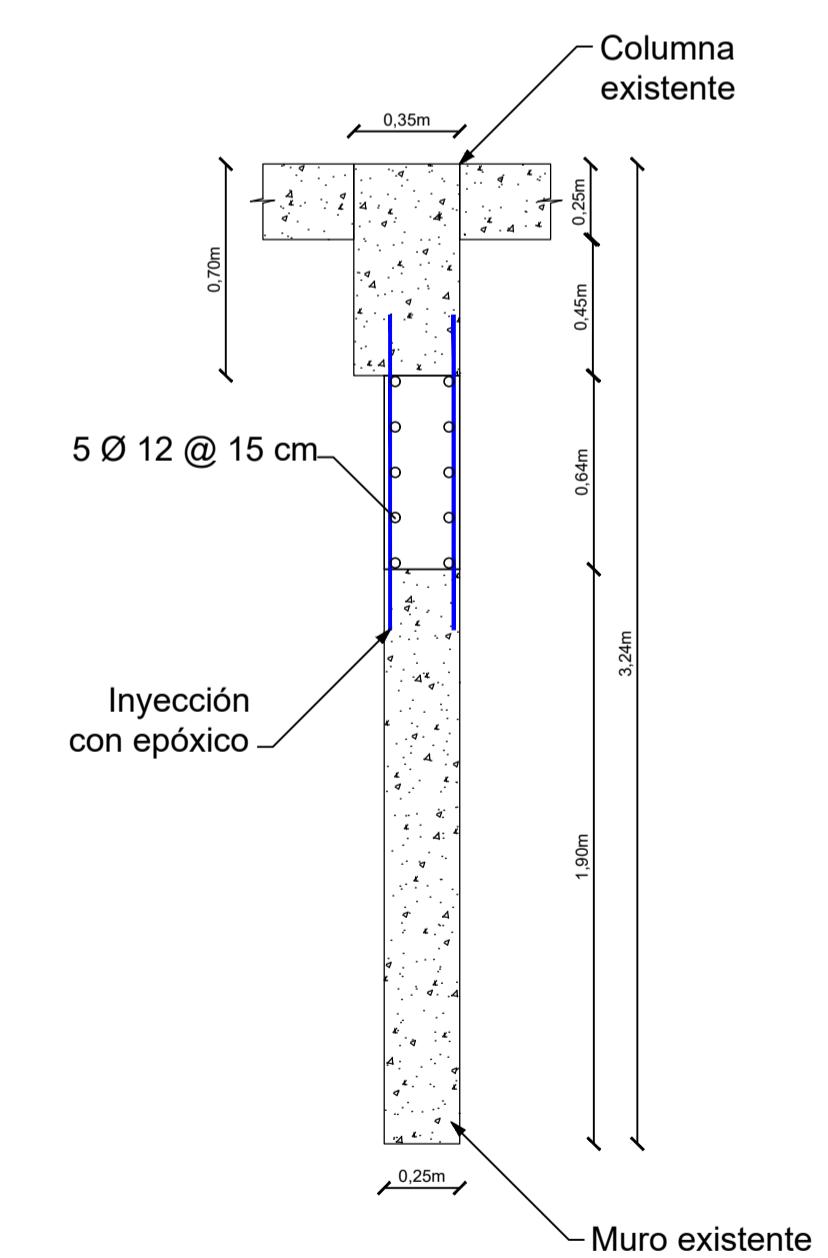
Muro 8
Escala 1:25



Muro 9
Escala 1:25



Muro 10
Escala 1:25



Vista en elevación
Escala 1:25

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:

PROYECTO:
ESTUDIO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS, CAMPUS HUACHI

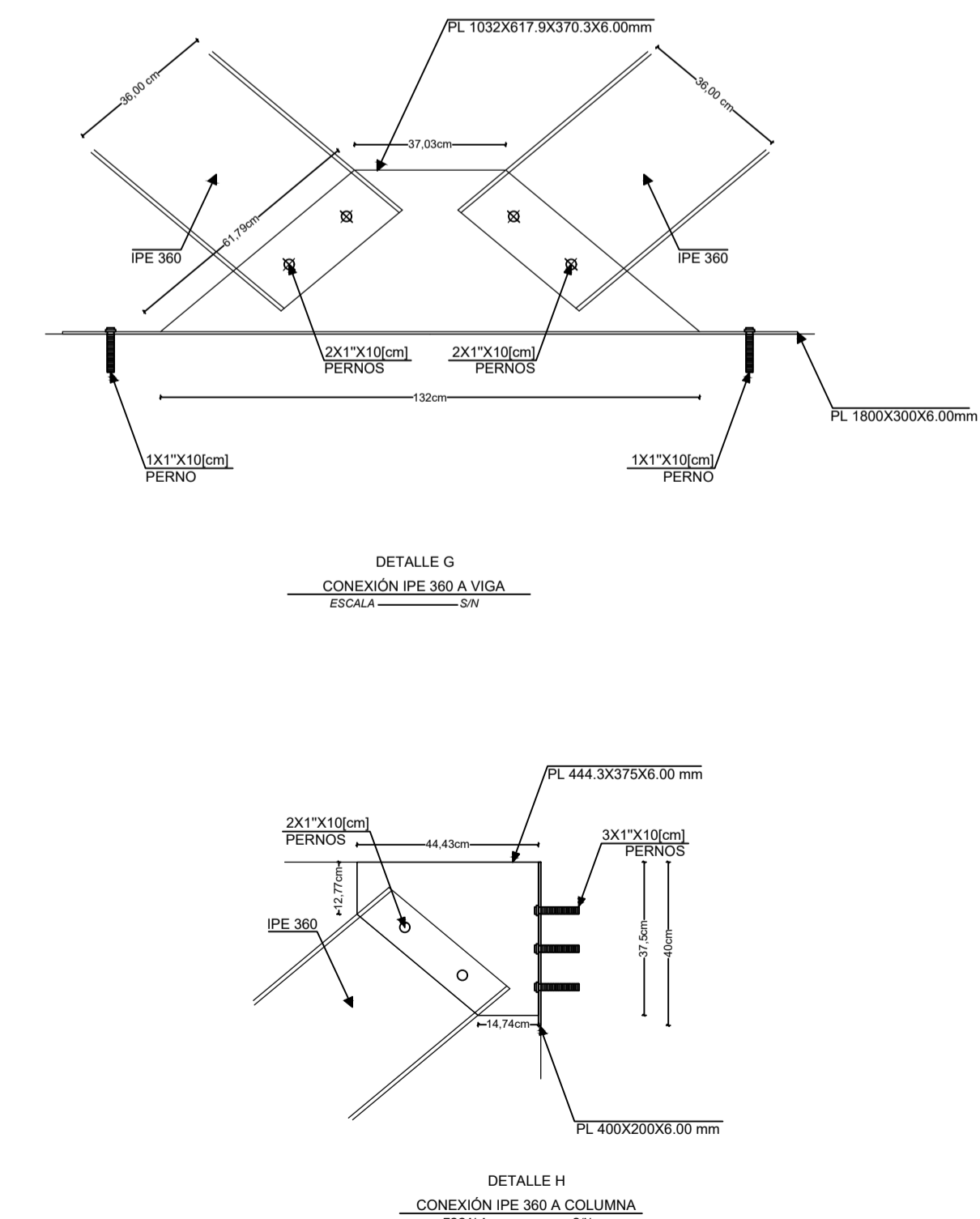
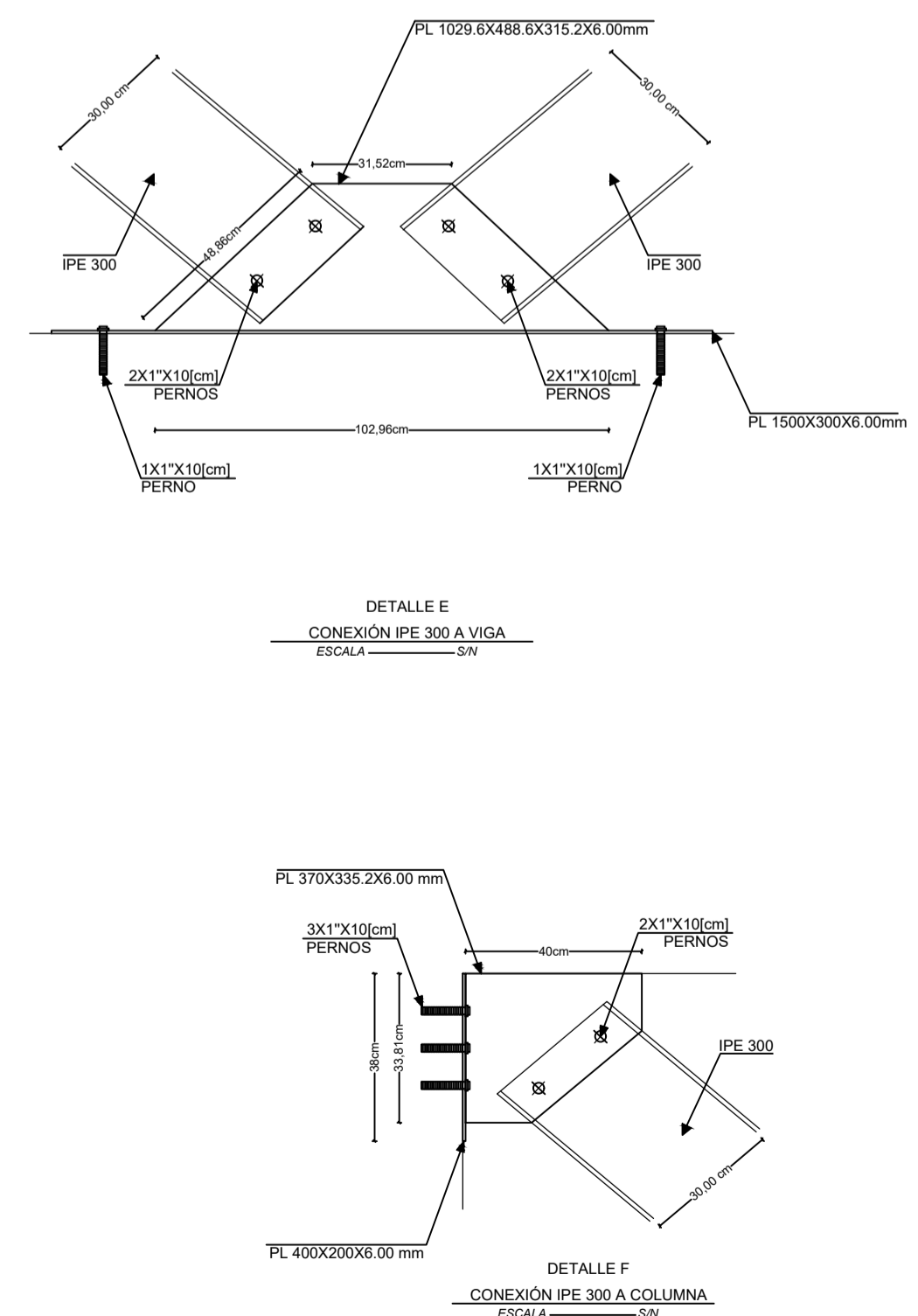
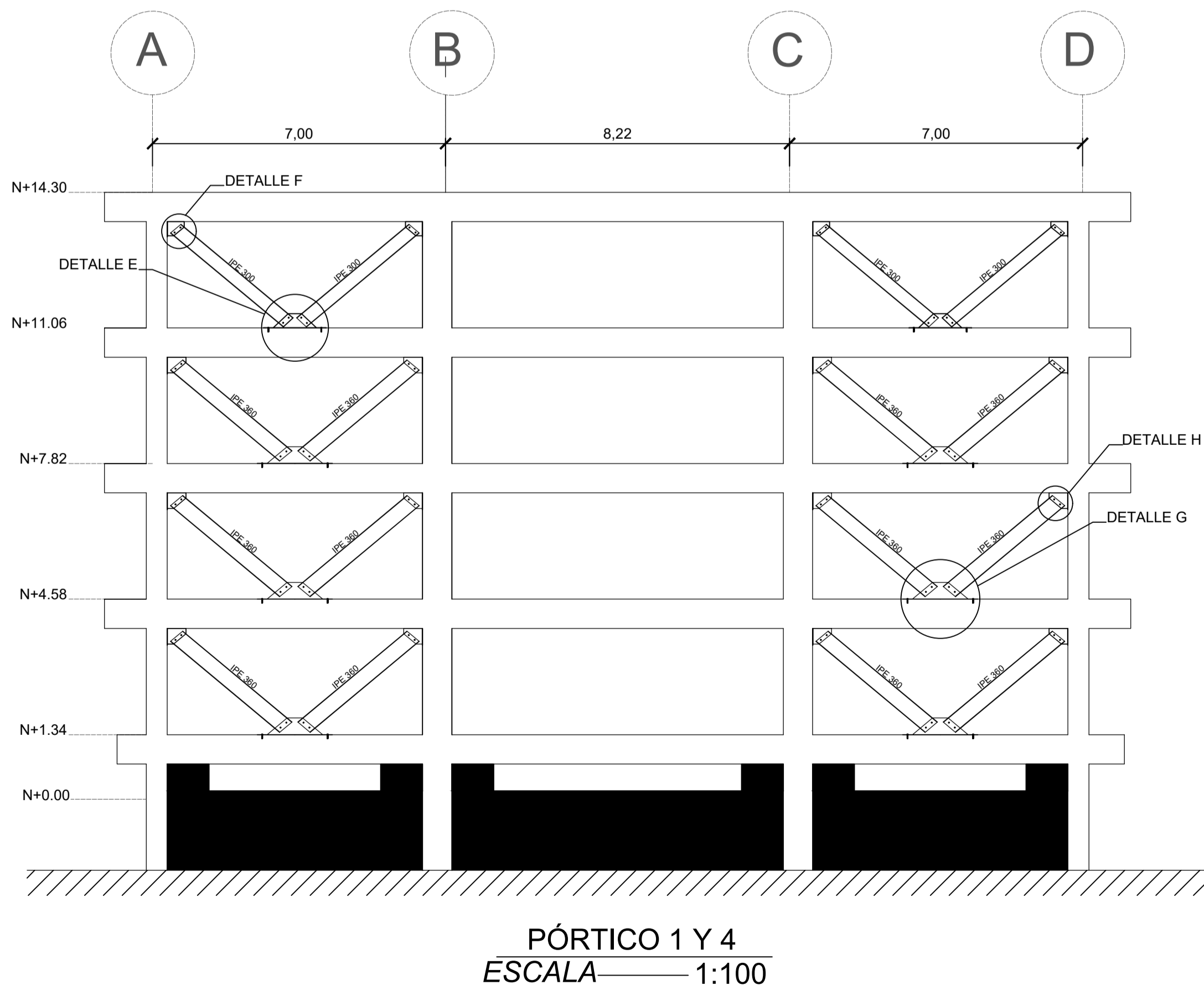
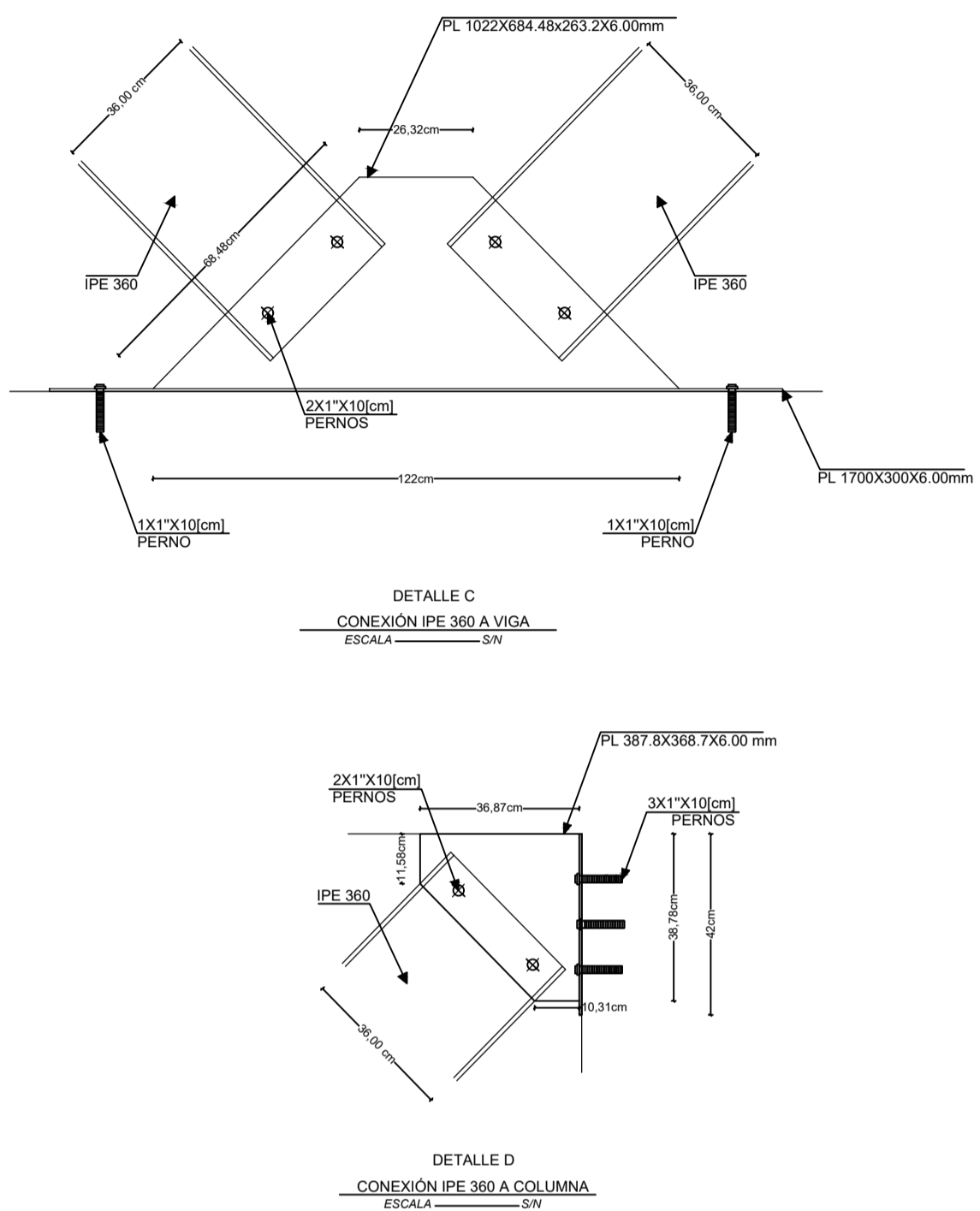
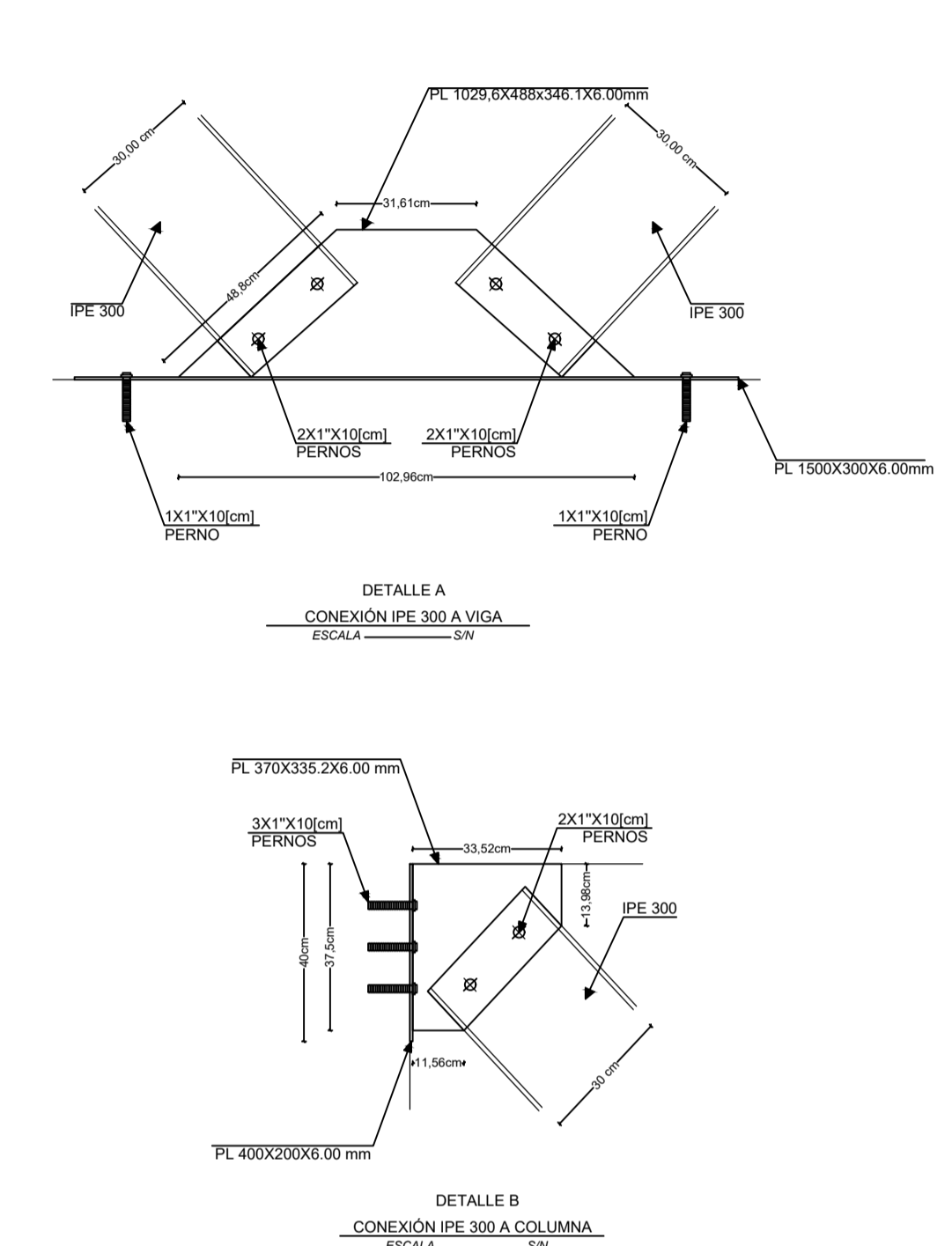
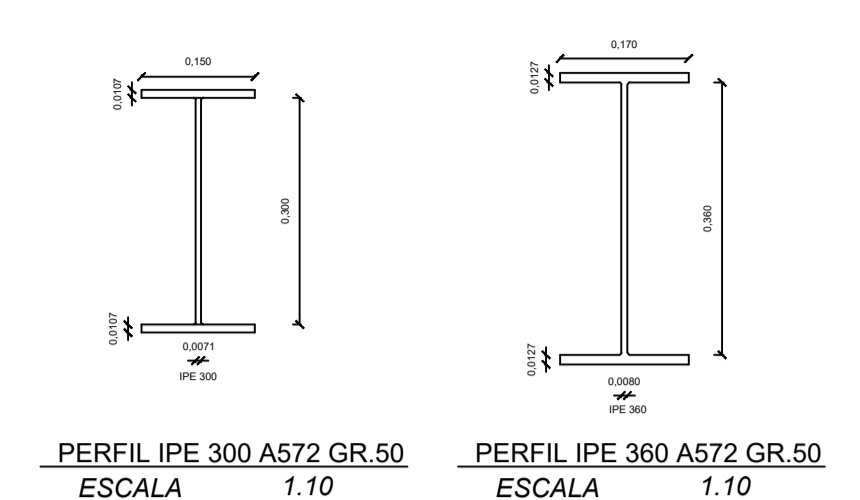
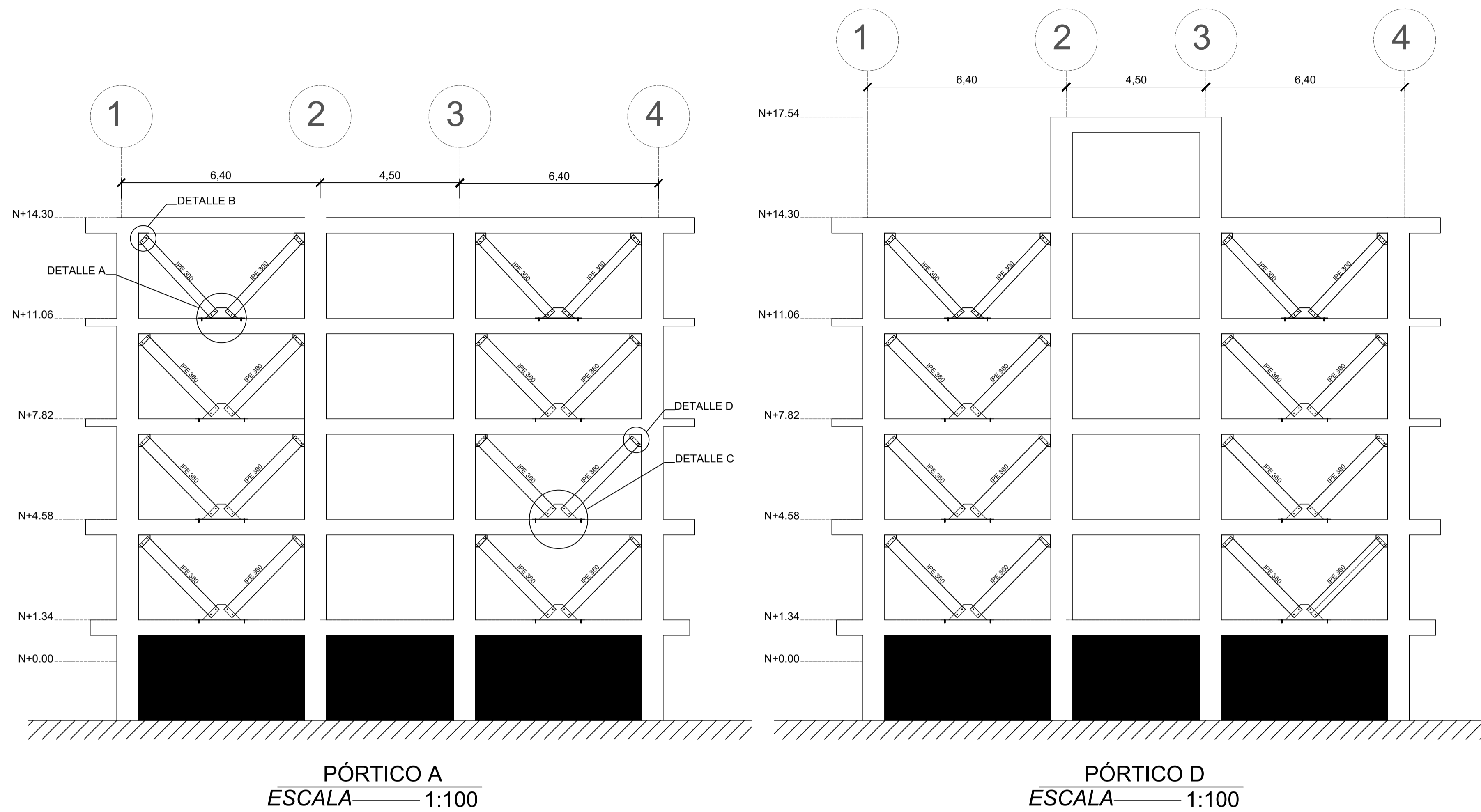
UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARROQUIA CELIANO MONTE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA

ELABORADO POR: Tesisista: Danny Gutiérrez	APROBÓ: Ing. Mg. Jorge Cevallos
--	------------------------------------

CONTIENE:
PLANOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
UBICACIÓN DE MUROS EN PLANTA
DETALLE DE MUROS DE CORTE

OBSERVACIONES:
Aplicar resina epóxica para unir al hormigón con los perfiles de acero

ESCALA: Corte en Indica	FECHA: JULIO 2022	LÁMINA: 1/4
-------------------------------	----------------------	----------------



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:

PROYECTO:
ESTUDIO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS, CAMPUS HUACHI

UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARROQUIA CELIANO MONJE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA

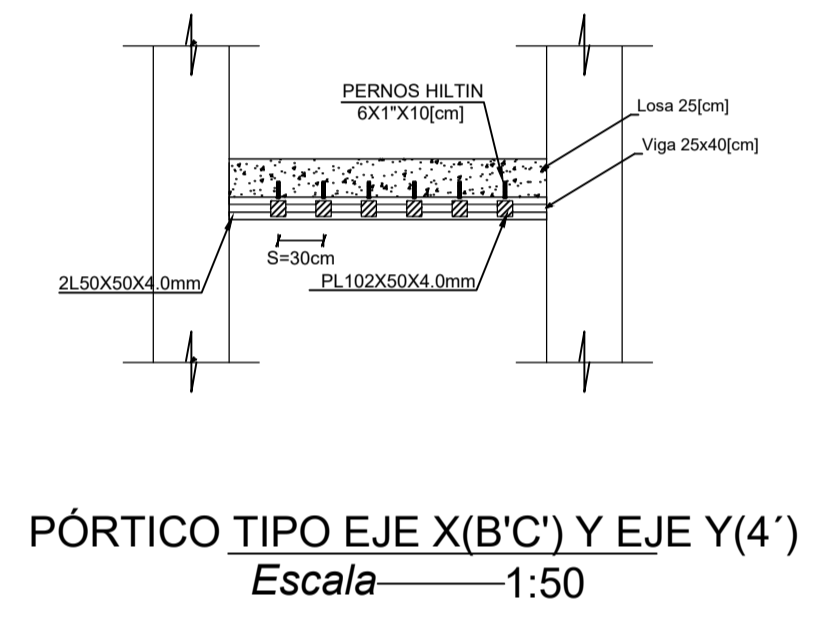
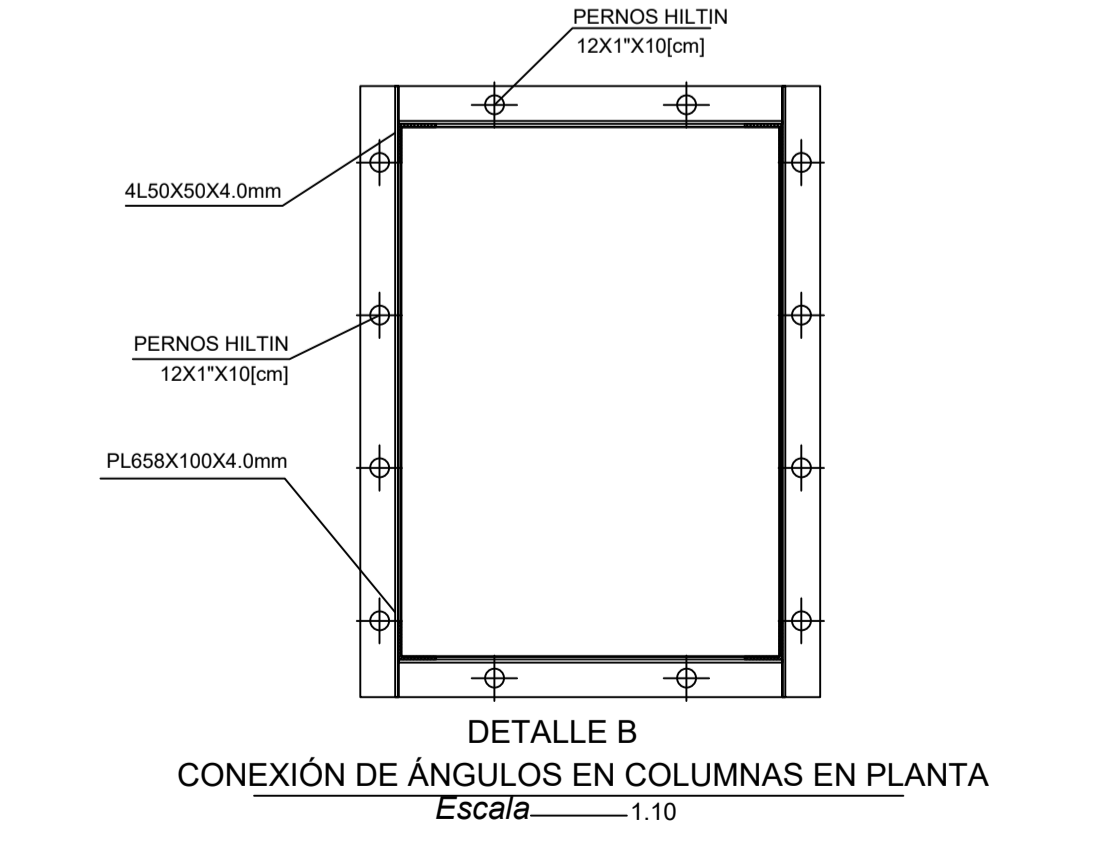
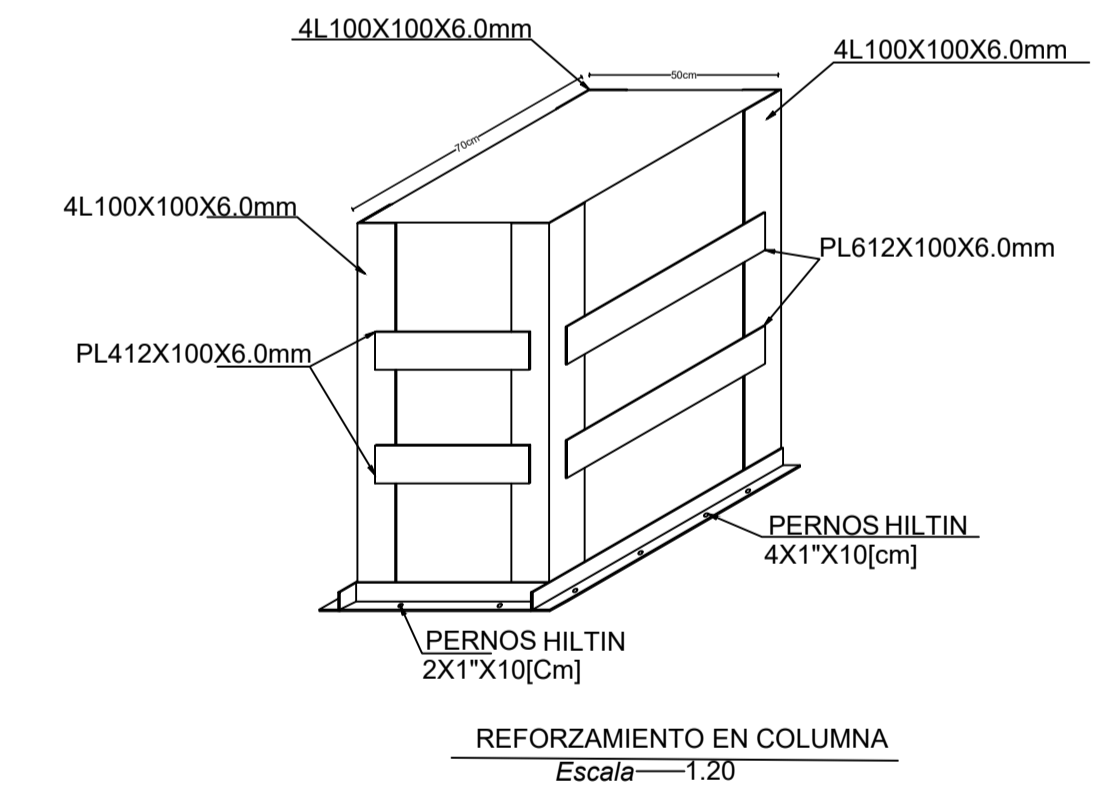
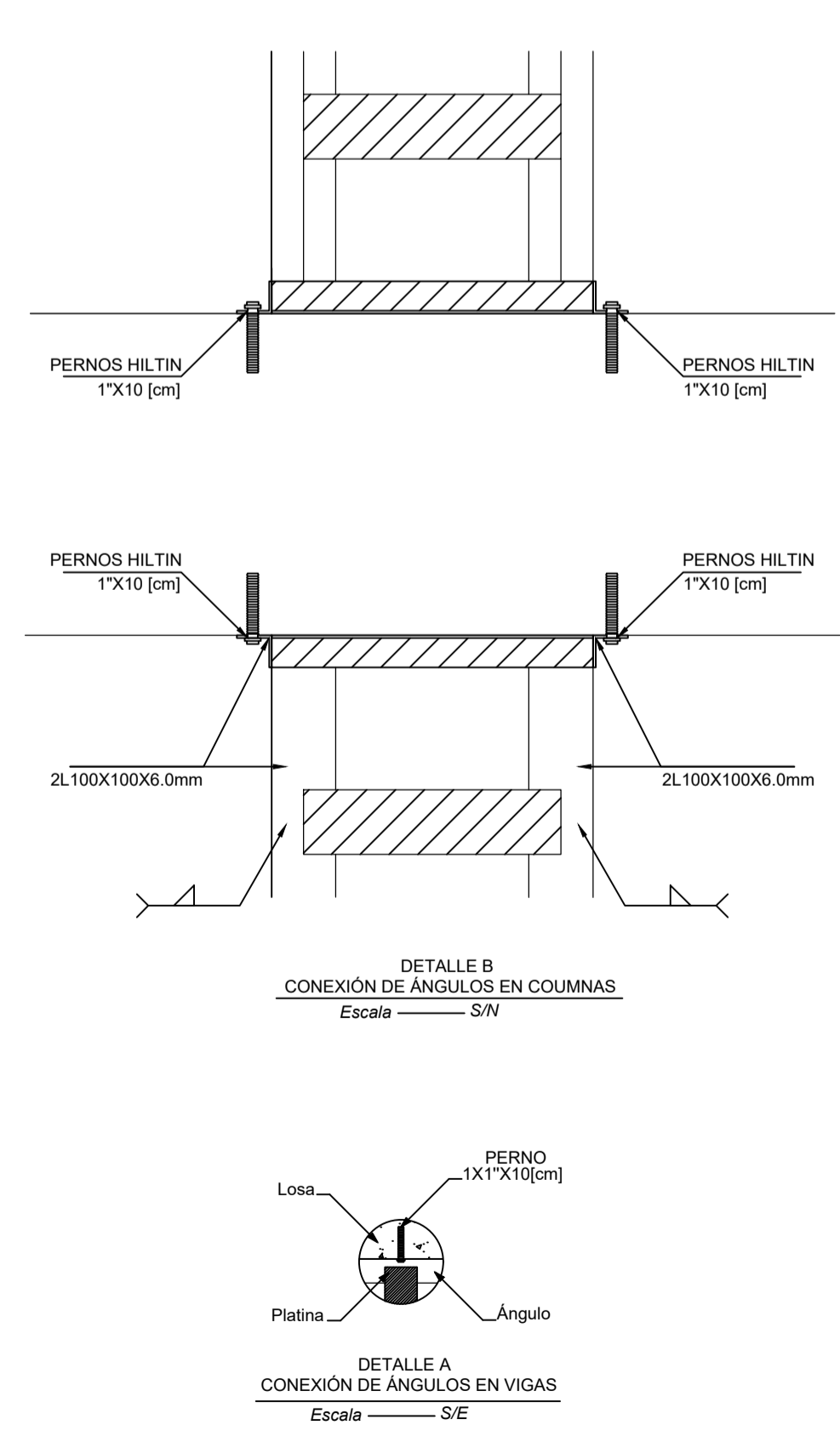
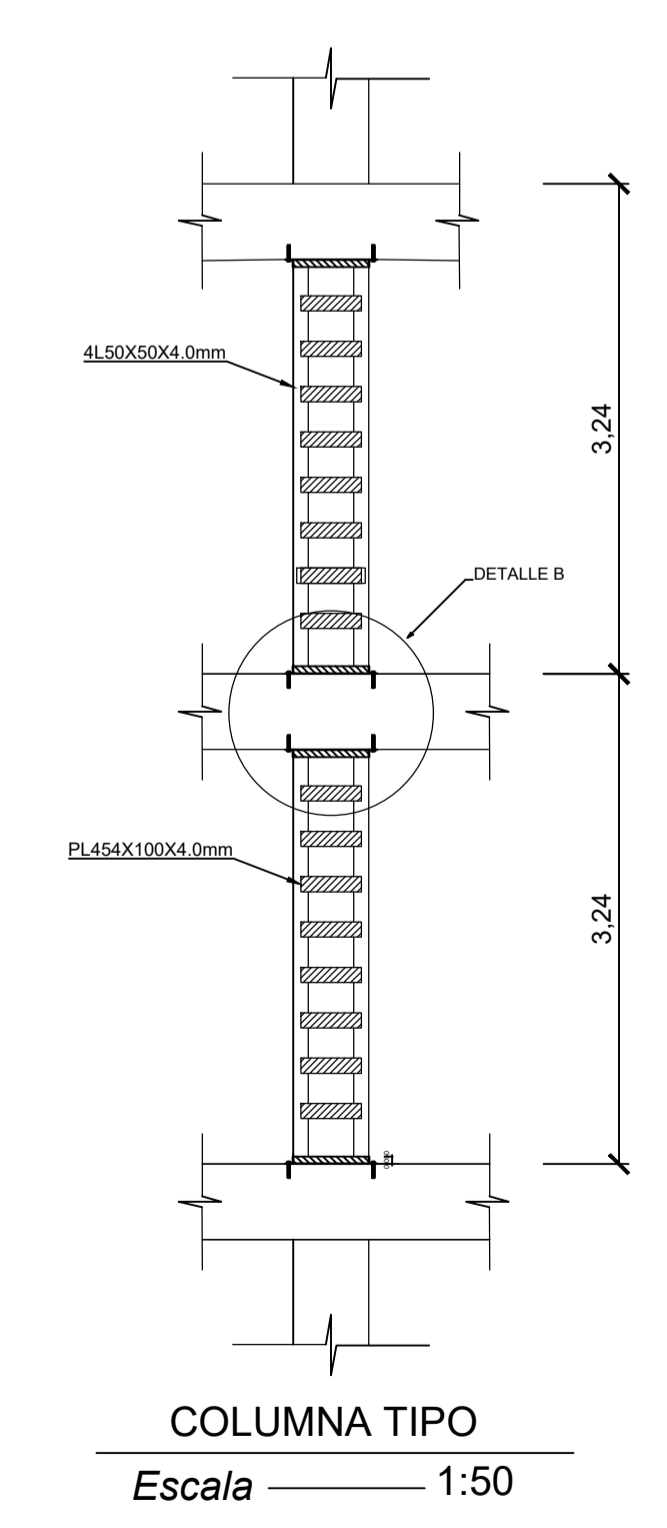
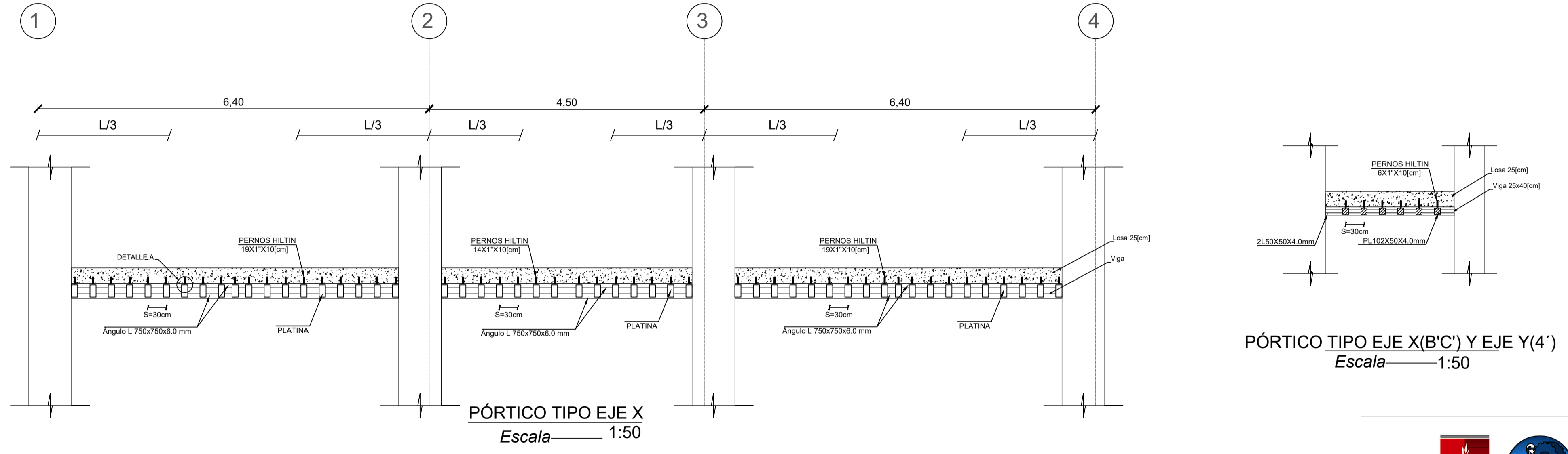
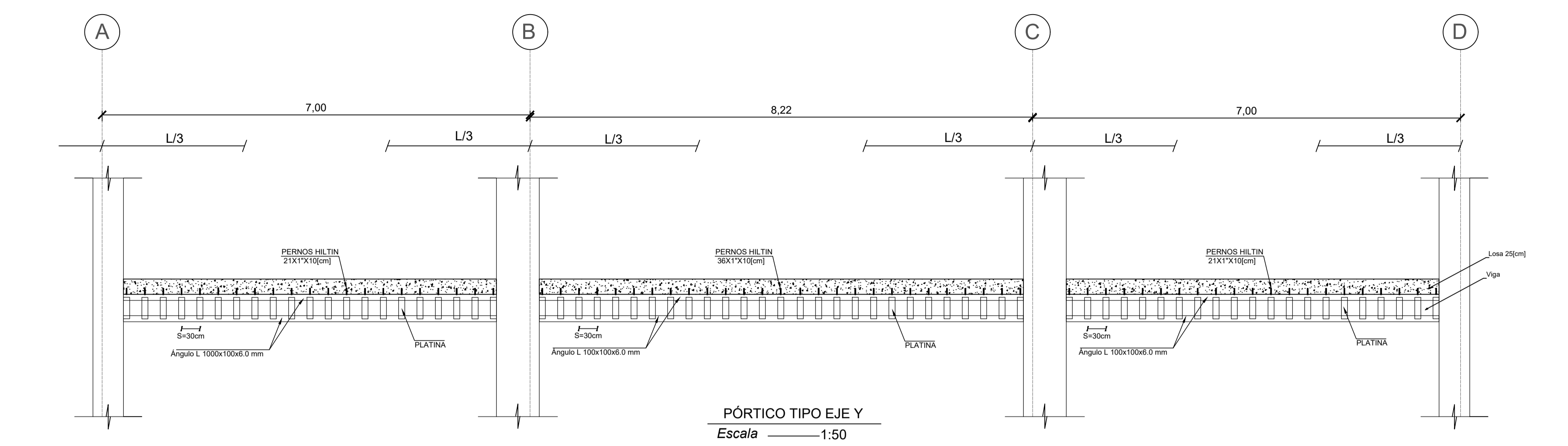
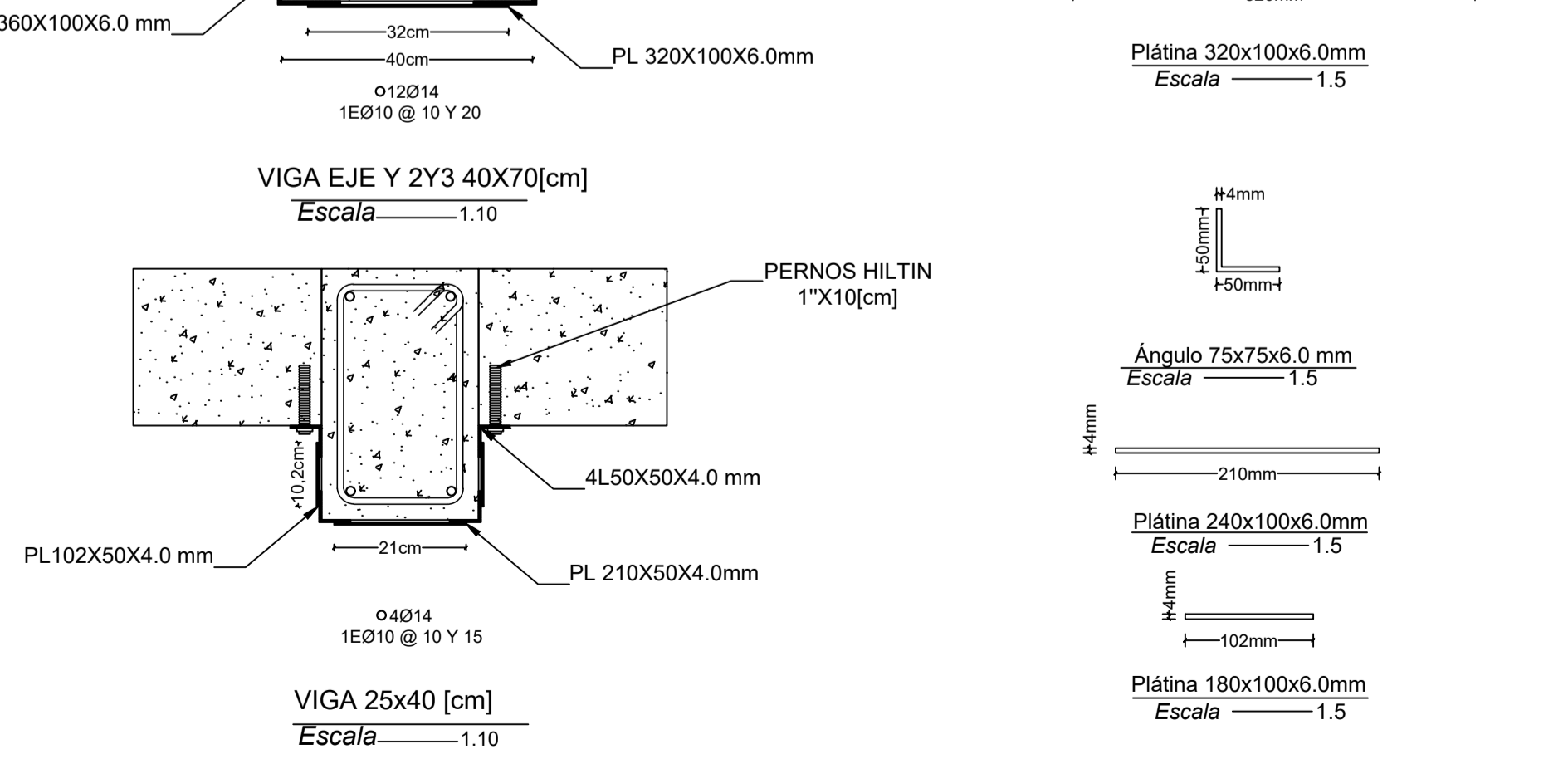
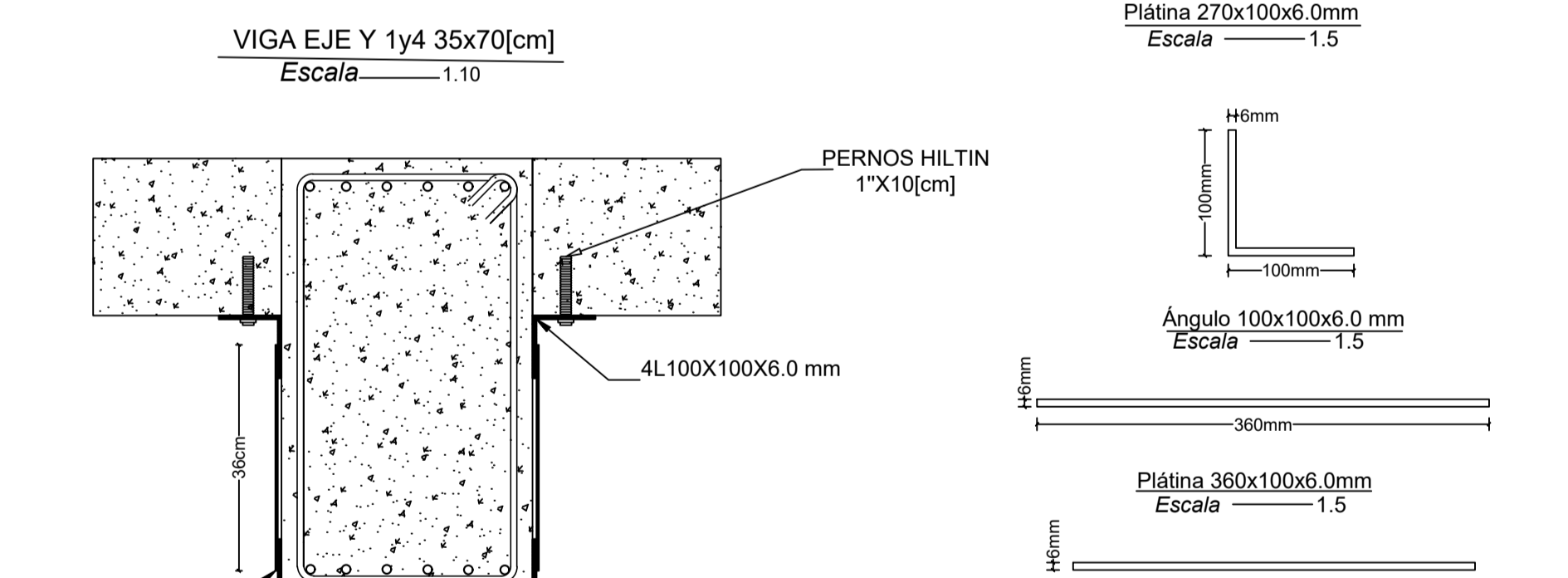
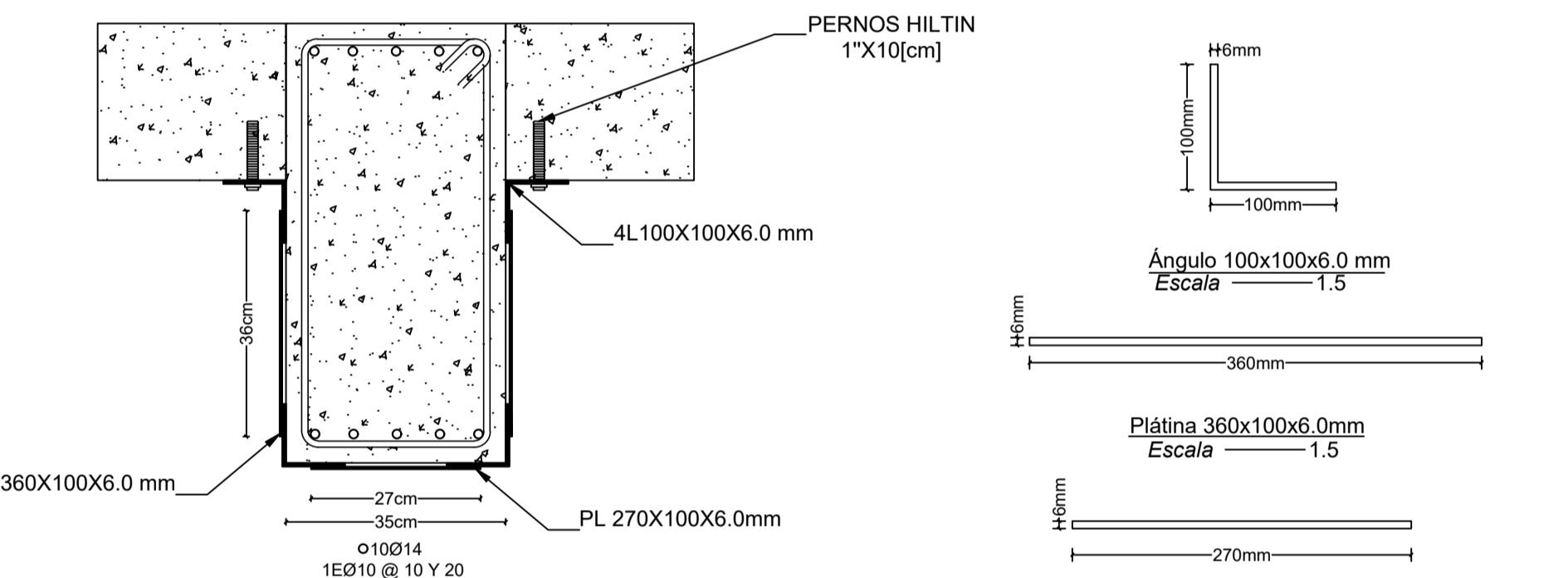
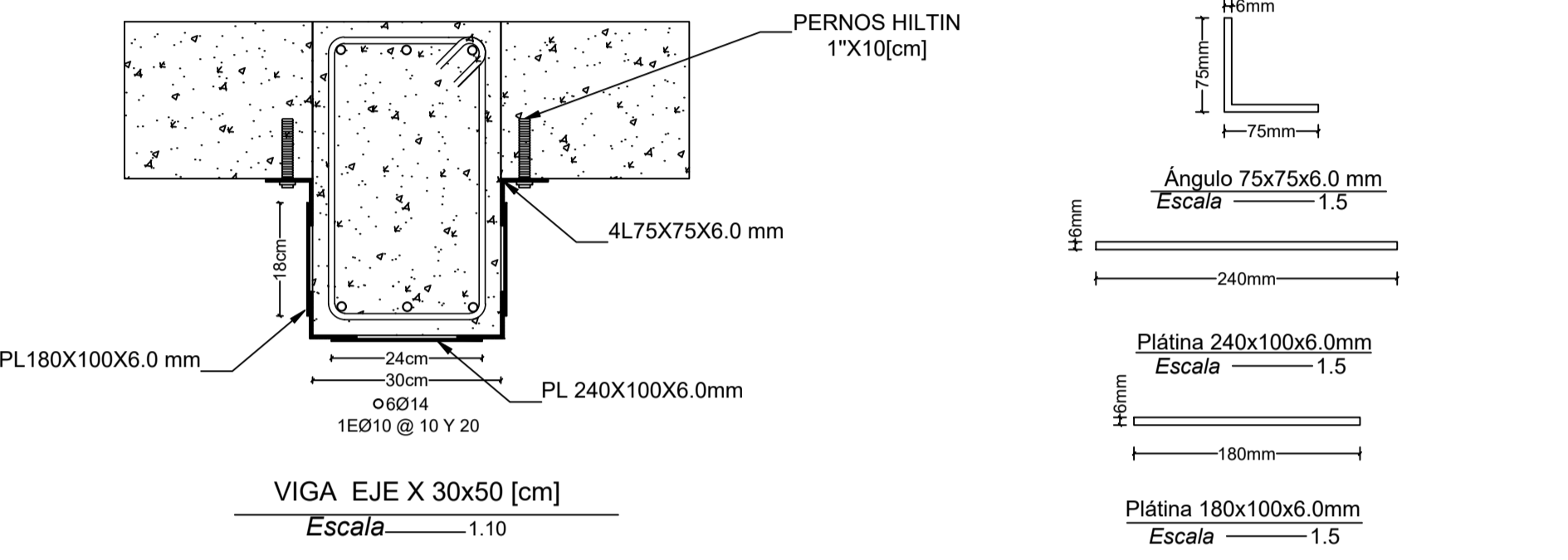
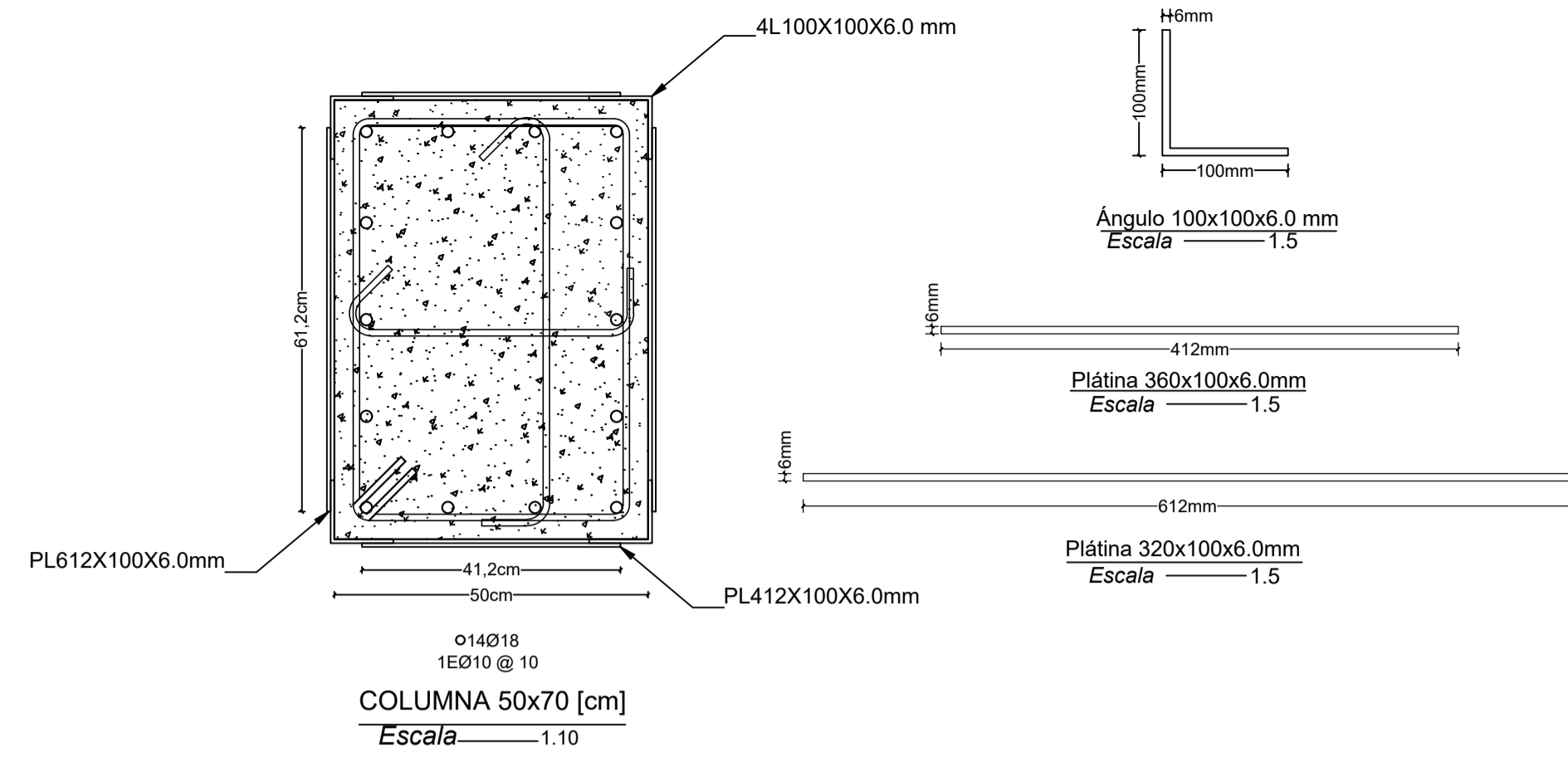
ELABORADO POR: APROBÓ:

Tesis: Danny Gutiérrez Ing. Mg. Jorge Cevallos

CONTIENE:
PLANOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
SECCIONES DE PERFILES DE ACERO PARA REFORZAMIENTO
DETALLES DE CONEXIONES
SECCIONES DE PERFILES DE ACERO
DETALLES DE CONEXIONES

OBSERVACIONES:
Aplicar resina epóxica para unir al hormigón con los perfiles de acero

ESCALA: Como se indica	FECHA: JULIO 2022	LÁMINA: 2/4
---------------------------	----------------------	----------------



UTA FICM
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:
EDIFICIO EN ESTUDIO CAMPUS HUACHI
Calle Río Guayabamba
Calle Los Chichas
Río Provenza

PROYECTO:
ESTUDIO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS, CAMPUS HUACHI

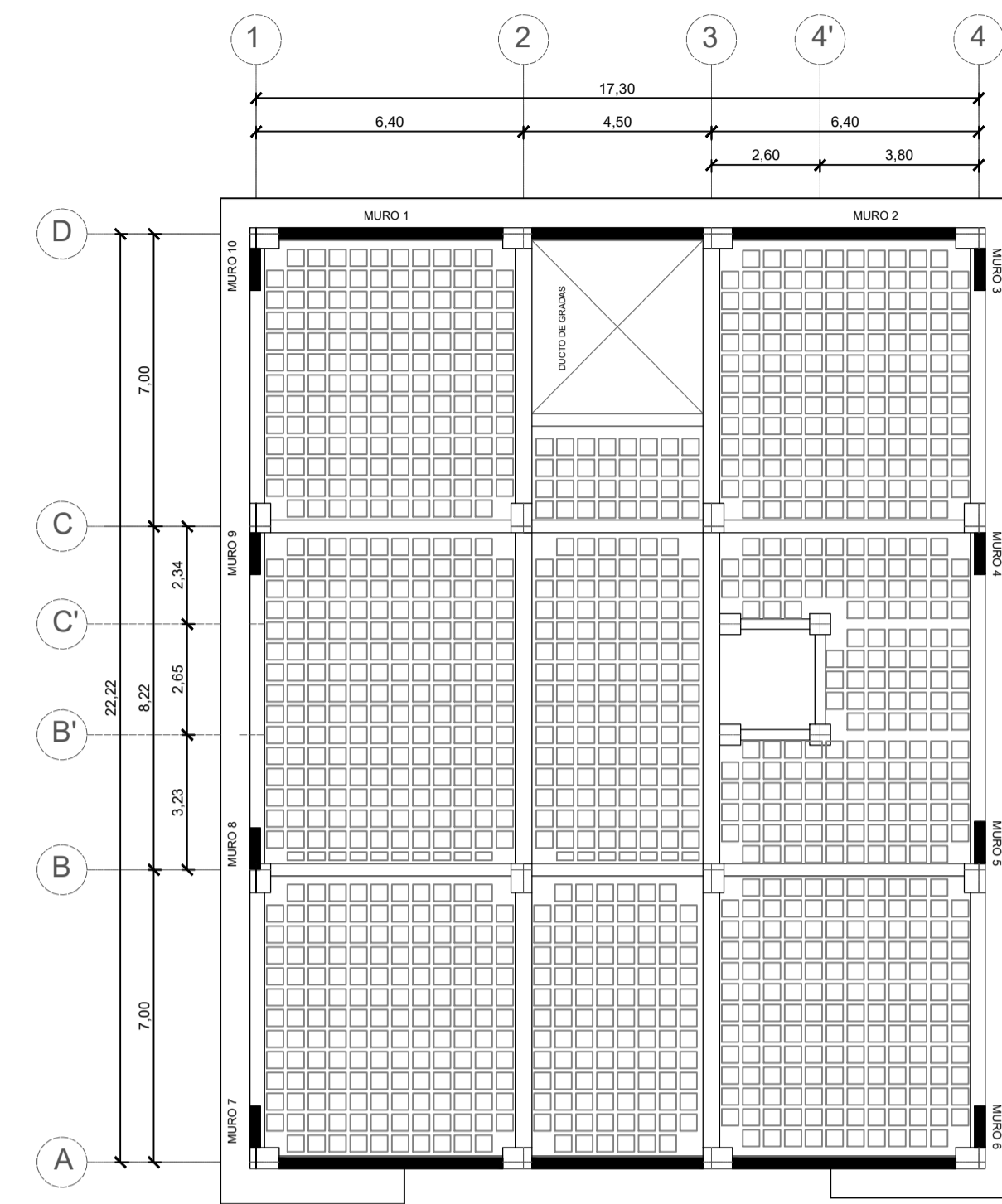
UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARRQUIA CELIANO MONJE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA

ELABORADO POR: Testista Danny Gutiérrez
APROBÓ: Ing. Mg. Jorge Cevallos

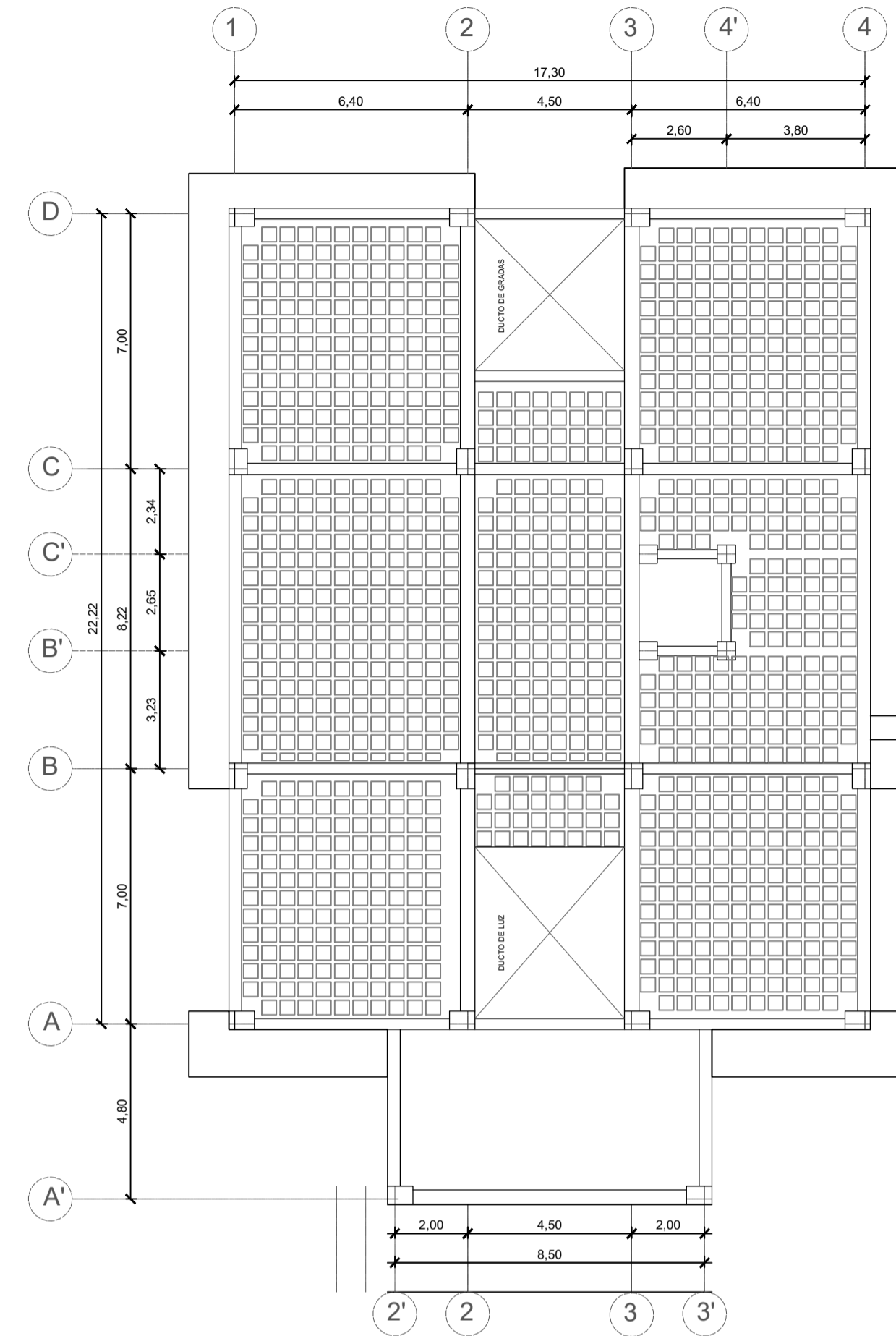
CONTIENE:
REFORZAMIENTO EN VIGAS
REFORZAMIENTO EN COLUMNAS
DETALLE DE REFORZAMIENTO EN VIGAS Y COLUMNAS

OBSERVACIONES:
Aplicar resina epóxica para unir al hormigón con los perfiles de acero

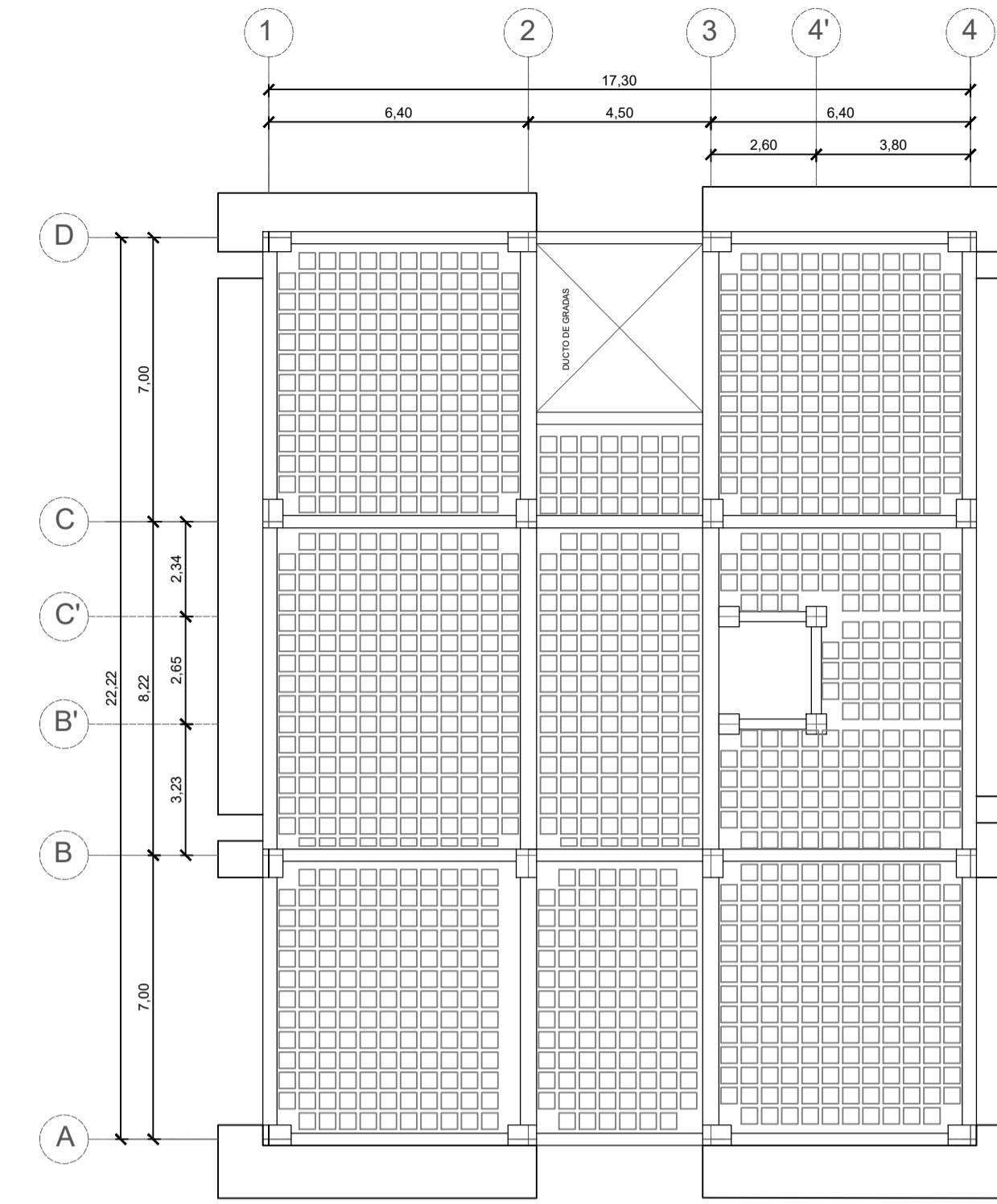
ESCALA: Como se indica
FECHA: JULIO 2022
LÁMINA: 3/4



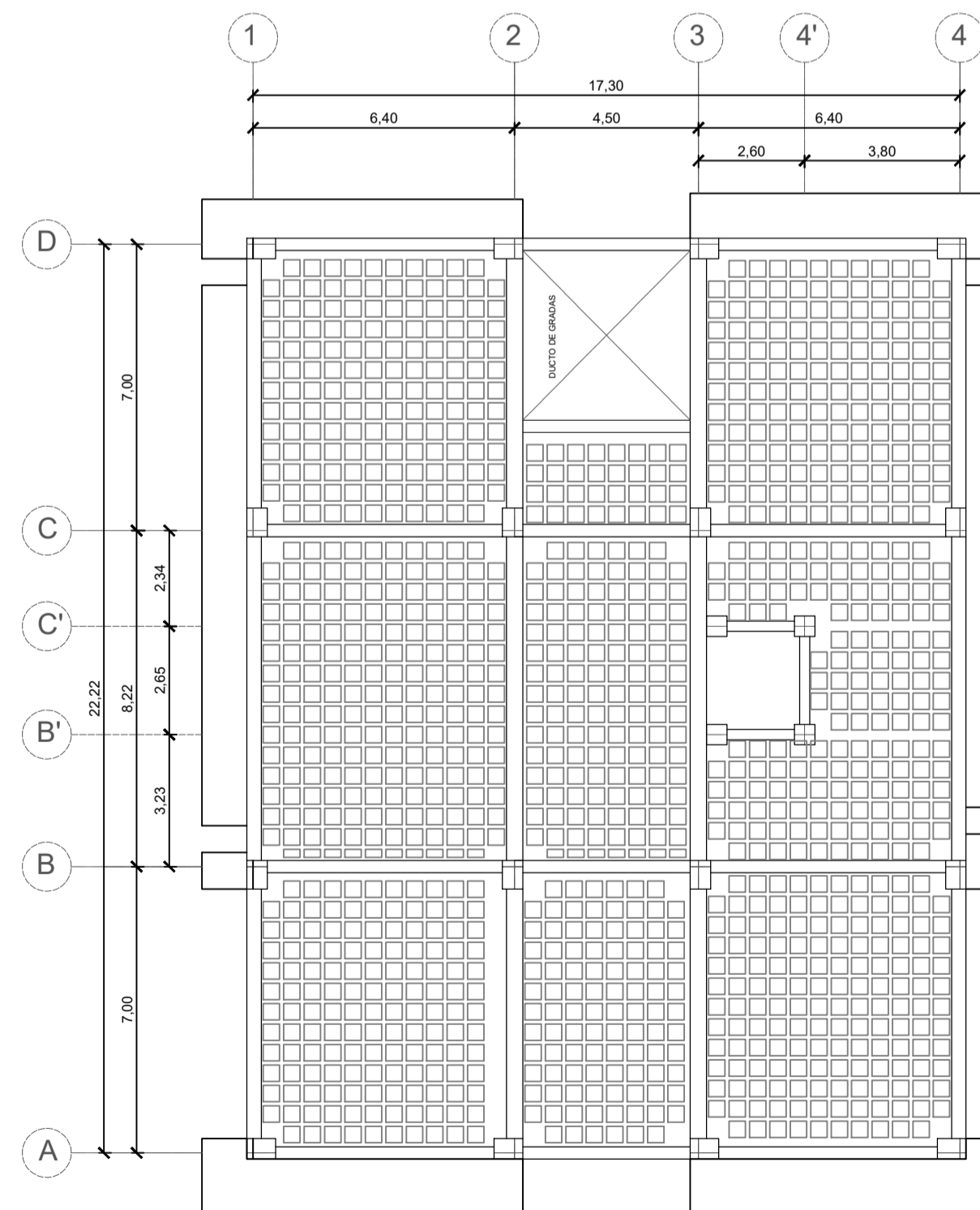
LOSA N+1.34 m
ESCALA 1:150



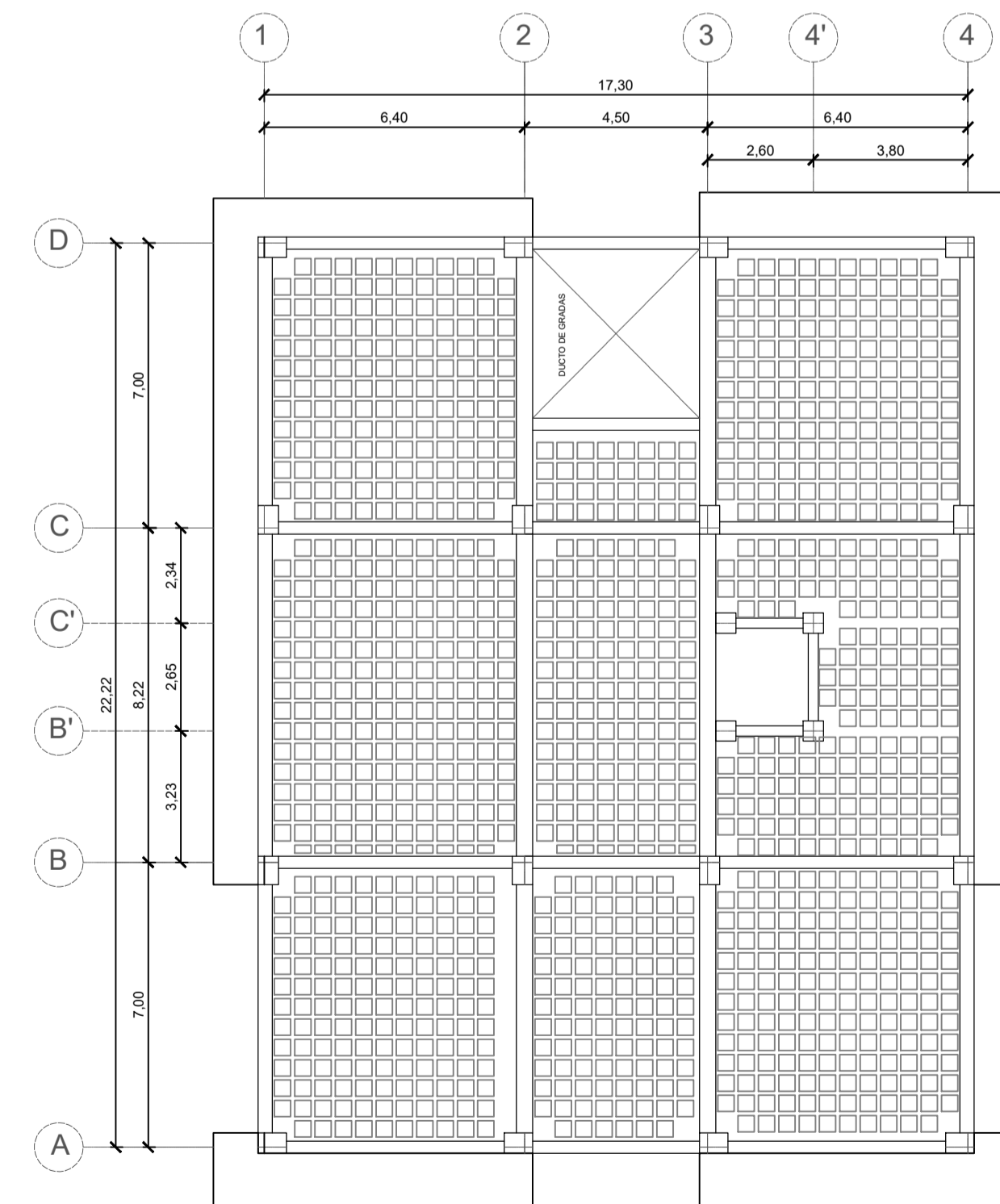
LOSA N+4.58 m
ESCALA 1:150



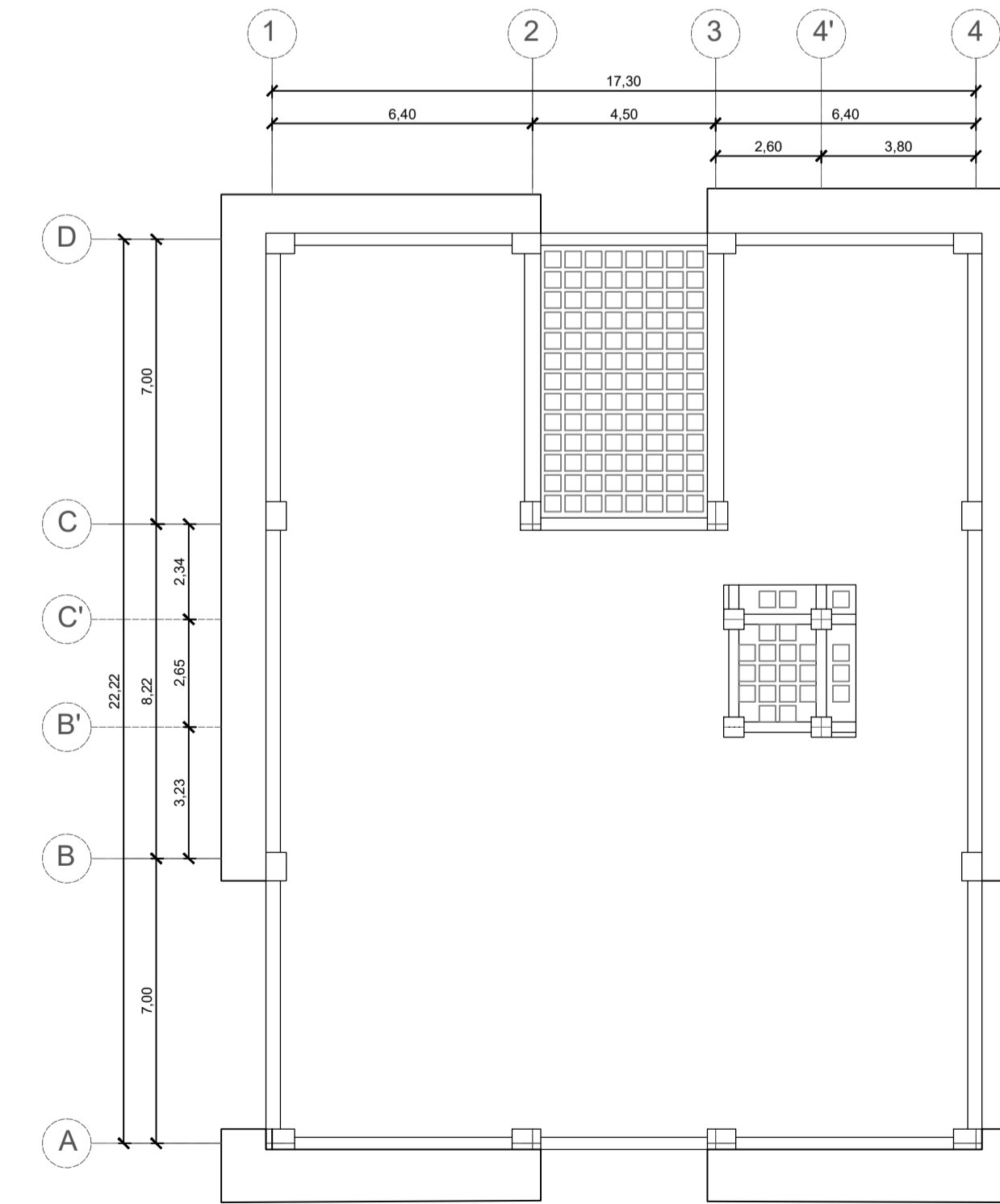
LOSA N+7.82 m
ESCALA 1:150



LOSA N+11.06 m
ESCALA 1:150



LOSA N+14.30 m
ESCALA 1:150



LOSA N+17.54 m
ESCALA 1:150



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

UBICACIÓN:



EDIFICIO EN ESTUDIO
CAMPUS HUACHI

PROYECTO:
ESTUDIO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS, CAMPUS HUACHI

UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARROQUIA CELIANO MONJE, CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

ELABORADO POR: Tesisista: Danny Gutiérrez	APROBÓ: Ing. Mg. Jorge Cevallos
--	------------------------------------

CONTIENE:
PLANOS DEL EDIFICIO

OBSERVACIONES:
Aplicar resina epóxica para unir al hormigón con los perfiles de acero

ESCALA: Como se indica	FECHA: JULIO 2022	LÁMINA: 4/4
---------------------------	----------------------	----------------

ANEXO B

ENSAYOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Granulometría muestras SPT 1

Muestra (N-1.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa
#4	6,29	1,38%	1,38%	98,62%
#10	13,49	2,95%	4,33%	95,67%
#40	86,90	19,02%	23,34%	76,66%
#100	102,10	22,34%	45,69%	54,31%
#200	111,00	24,29%	69,98%	30,02%
Fuente	137,20	30,02%	100,00%	
Total	456,98	100%		
Muestra (N-2.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa
#4	1,30	0,26%	0,26%	99,74%
#10	12,30	2,46%	2,72%	97,28%
#40	193,40	38,66%	41,38%	58,62%
#100	135,10	27,01%	68,39%	31,61%
#200	52,50	10,50%	78,89%	21,11%
Fuente	105,60	21,11%	100,00%	
Total	500,20	100%		

Fuente: Danny Gutiérrez

Granulometría muestras SPT 2

Muestra (NV-1.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	0,90	0,23%	0,23%	99,77%
#10	9,60	2,51%	2,74%	97,26%
#40	74,50	19,45%	22,19%	77,81%
#100	84,60	22,09%	44,28%	55,72%
#200	77,80	20,31%	64,60%	35,40%
Fuente	135,60	35,40%	100,00%	
Total	383	100%		

Muestra (NV-3.50m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	0,00	0,00%	0,00%	100,00%
#10	0,40	0,09%	0,09%	99,91%
#40	44,50	10,46%	10,55%	89,45%
#100	81,50	19,15%	29,70%	70,30%
#200	68,20	16,02%	45,72%	54,28%
Fuente	107,50	25,26%	70,98%	
Total	302,10	71%		

Muestra (NV-2.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	1,20	0,27%	0,27%	99,73%
#10	12,60	2,82%	3,09%	96,91%
#40	179,70	40,22%	43,31%	56,69%
#100	114,90	25,72%	69,02%	30,98%
#200	41,00	9,18%	78,20%	21,80%
Fuente	97,40	21,80%	100,00%	
Total	446,80	100%		

Muestra (NV-4.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	0,00	0,00%	0,00%	100,00%
#10	0,40	0,10%	0,10%	99,90%
#40	35,90	8,91%	9,01%	90,99%
#100	98,30	24,39%	33,40%	66,60%
#200	101,50	25,19%	58,59%	41,41%
Fuente	189,50	47,02%	105,61%	
Total	425,60	106%		

Muestra (NV-2.50m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	0,50	0,11%	0,11%	99,89%
#10	10,10	2,17%	2,28%	97,72%
#40	164,30	35,33%	37,61%	62,39%
#100	164,08	35,29%	72,90%	27,10%
#200	60,50	13,01%	85,91%	14,09%
Fuente	65,50	14,09%	100,00%	
Total	464,98	100%		

Muestra (NV-4.50m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	0,00	0,00%	0,00%	100,00%
#10	0,60	0,15%	0,15%	99,85%
#40	40,80	10,12%	10,27%	89,73%
#100	96,30	23,90%	34,17%	65,83%
#200	142,60	35,38%	69,55%	30,45%
Fuente	122,70	30,45%	100,00%	
Total	403	100%		

Muestra (NV-3.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	1,40	0,28%	0,28%	99,72%
#10	11,90	2,34%	2,61%	97,39%
#40	144,80	28,46%	31,07%	68,93%
#100	149,80	29,44%	60,51%	39,49%
#200	59,50	11,69%	72,21%	27,79%
Fuente	141,40	27,79%	100,00%	
Total	508,8	100%		

Muestra (NV-5.00m)				
Tamiz	Retenido (g)	% Retenido	% Rete. Acu.	% Pasa
#4	0,60	0,13%	0,13%	99,87%
#10	11,60	2,56%	2,70%	97,30%
#40	165,40	36,55%	39,25%	60,75%
#100	156,50	34,58%	78,83%	26,17%
#200	58,32	12,89%	86,71%	13,29%
Fuente	60,12	13,29%	100,00%	
Total	452,54			

Fuente: Danny Gutiérrez

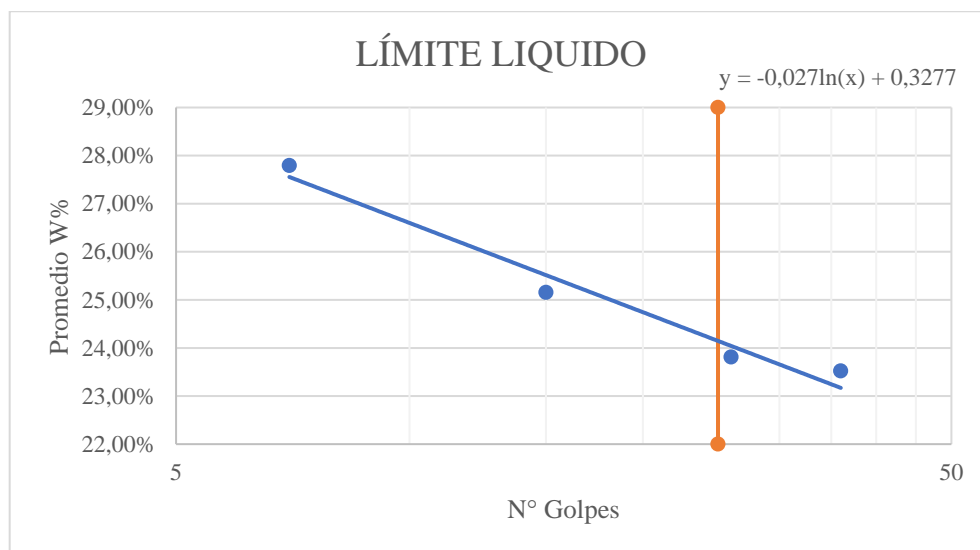
Límite líquido SPT 1

N° Muestra	Muestra (N-1.00m)							
°N Recipiente	77	36	73	33	10	16	2	19
Peso Recipiente	11,5	11,3	11,1	11,1	11,7	11,1	10,9	11,8
Peso Hum +Recip	48,5	43,3	43,7	49,6	37,7	31,9	39,3	31,2
Peso Sec+Recip	40,5	36,3	37,2	41,8	32,7	27,9	33,9	27,5
Contenido de Humedad W%	28%	28%	25%	25%	24%	24%	23%	24%
Promedio W%	27,79%		25,16%		23,81%		23,52%	
N° Golpes	7		15		26		36	
	0-10		10-20		20-30		30-40	

N° Muestra	Muestra (N-2.00m)							
°N Recipiente	12	7	25	35	27	47	3	4
Peso Recipiente	11	17,5	10,9	11,3	10,6	11	17,9	11
Peso Hum +Recip	25,4	31,4	26,8	26,3	24,4	26	35,1	20,5
Peso Sec+Recip	22,5	28,2	23,6	23,2	21,7	23	31,9	18,7
Contenido de Humedad W%	25%	30%	25%	26%	24%	25%	23%	23%
Promedio W%	27,56%		25,62%		24,66%		23,12%	
N° Golpes	8		14		28		30	
	0-10		10-20		20-30		30-40	

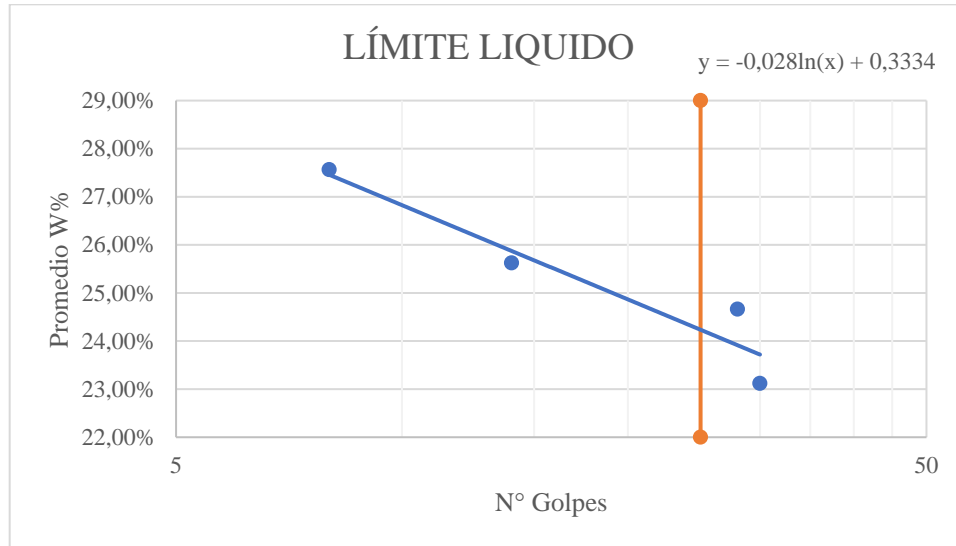
Fuente: Danny Gutiérrez

SPT 1 Nivel -1.00



Fuente: Danny Gutiérrez

SPT 1 Nivel -2.00



Fuente: Danny Gutiérrez

Límite plástico SPT 1

N° Muestra	Muestra (N-1.00m)		
	38	80	74
°N Recipiente	10,7	10,8	10,7
Peso Recipiente	12,2	11,7	11,7
Peso Hum +Recip	11,9	11,5	11,5
Peso Sec+Recip			
Contenido de Humedad W%	25,00%	28,57%	25,00%
Promedio W%	26,19%		

N° Muestra	Muestra (N-2.00m)		
	12	30	201
°N Recipiente	10,6	10,7	10,7
Peso Recipiente	11,7	11,7	11,3
Peso Hum +Recip	11,5	11,5	11,2
Peso Sec+Recip			
Contenido de Humedad W%	22,22%	25,00%	20,00%
Promedio W%	22,41%		

Fuente: Danny Gutiérrez

Límite líquido SPT 2

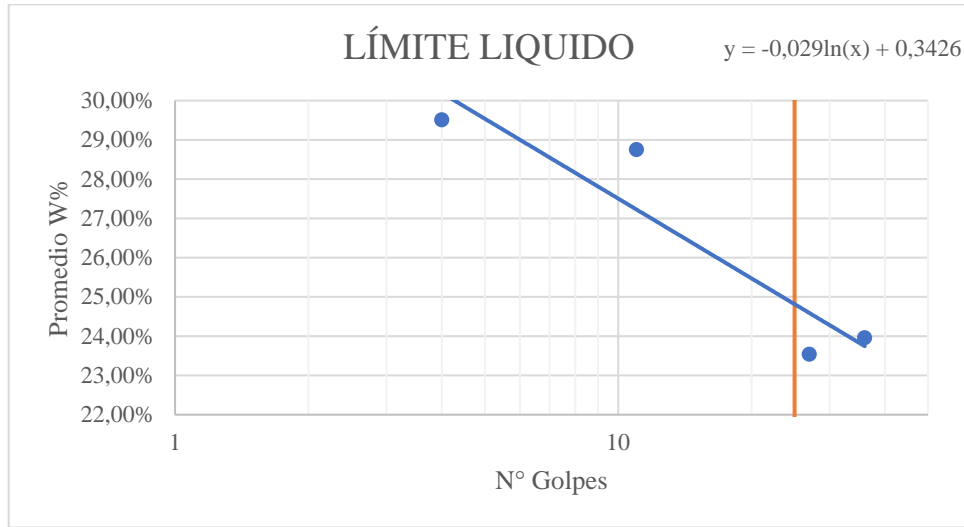
N° Muestra	Muestra (N-3.00m)							
°N Recipiente	1	31	13	5	25	26	7	20
Peso Recipiente	11,2	12,8	11	10,9	10,8	11,1	11,3	11,4
Peso Hum +Recip	21,9	25,7	24,1	22	25,5	20,9	27,8	24,9
Peso Sec+Recip	19,6	22,6	21,2	19,5	22,6	19,1	24,6	22,3
Contenido de Humedad W%	27%	32%	28%	29%	25%	23%	24%	24%
Promedio W%	29,51%		28,75%		23,54%		23,96%	
N° Golpes	4		11		27		36	
	0-10		10-20		20-30		30-40	

N° Muestra	Muestra (N-3.50m)							
°N Recipiente	21	14	32	23	65	67	10	12
Peso Recipiente	11,1	11,1	11,2	11,1	10,9	11,3	11	10,9
Peso Hum +Recip	21,9	25,7	24,1	22	25,5	20,9	27,8	24,9
Peso Sec+Recip	19,6	22,6	21,2	19,5	22,6	19,1	24,6	22,3
Contenido de Humedad W%	27%	27%	29%	30%	25%	23%	24%	23%
Promedio W%	27,01%		29,38%		23,93%		23,17%	
N° Golpes	7		13		27		37	
	0-10		10-20		20-30		30-40	

N° Muestra	Muestra (N-4.00m)							
°N Recipiente	7	34	73	47	27	4	71	60
Peso Recipiente	17,5	11,2	11,4	11	10,6	11	11,3	11
Peso Hum +Recip	35,3	23,1	27,6	22,6	25,7	23	27,2	24,3
Peso Sec+Recip	31	20,2	23,9	20	22,4	20,4	21,5	23,9
Contenido de Humedad W%	31,9%	32,2%	29,6%	28,9%	28,0%	27,7%	55,9%	3,1%
Promedio W%	32,04%		29,24%		27,81%		29,49%	
N° Golpes	4		11		22		34	
	0-10		10-20		20-30		30-40	

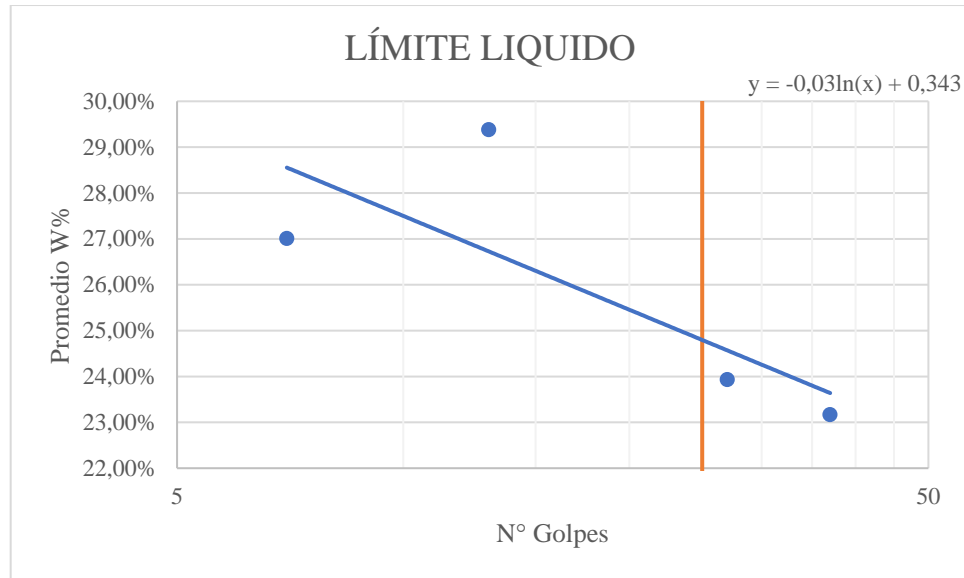
Fuente: Danny Gutiérrez

SPT 2 Nivel -3.00



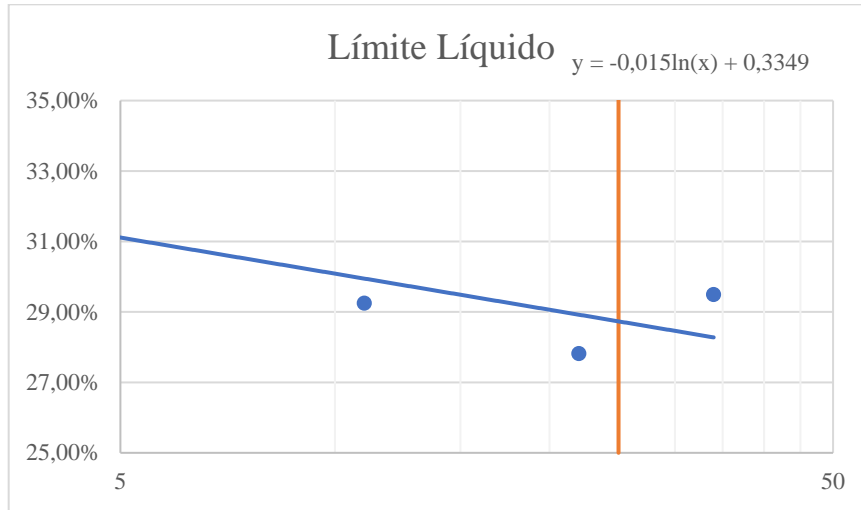
Fuente: Danny Gutiérrez

SPT 2 Nivel -3.50



Fuente: Danny Gutiérrez

SPT 2 Nivel -4.00



Fuente: Danny Gutiérrez

Límite plástico SPT 2

N° Muestra	Muestra (N-3.00m)		
°N Recipiente	104	10	3
Peso Recipiente	10,7	10,6	10,7
Peso Hum +Recip	11,6	11,4	11,5
Peso Sec+Recip	11,5	11,3	11,4
Contenido de Humedad W%	12,50%	14,29%	14,29%
Promedio W%	13,69%		
N° Muestra	Muestra (N-3.50m)		
°N Recipiente	2	12	201
Peso Recipiente	10,5	10,6	10,7
Peso Hum +Recip	11,8	11,3	11,9
Peso Sec+Recip	11,6	11,2	11,7
Contenido de Humedad W%	18,18%	16,67%	20,00%
Promedio W%	18,28%		
N° Muestra	Muestra (N-4.00m)		
°N Recipiente	3	82	6
Peso Recipiente	10,8	10,8	10,7
Peso Hum +Recip	11,3	11,8	11,2
Peso Sec+Recip	11,2	11,6	11,1
Contenido de Humedad W%	25,00%	25,00%	25,00%
Promedio W%	25,00%		

Fuente: Danny Gutiérrez

ANEXO C

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LOS ENSAYOS

Ensayo de Penetración Estándar o SPT

Instalación equipo para ensayo SPT	Marcación de altura de penetración
	
Incado del recolector de muestras	Obtención de la muestra de suelo
	

Fuente: Danny Gutiérrez

Ensayos de clasificación de los suelos

Granulometría	Limite líquido
	
Contenido de humedad	Límite de plasticidad
	

Fuente: Danny Gutiérrez.

Ensayo esclerométrico

Ensayo esclerométrico en columna	Lectura de la resistencia a compresión
	

Fuente: Danny Gutiérrez