

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL
TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS

carlosvillacis.017@gmail.com

DIRECTOR: ING. MARÍA BELEN CORREA VALLEJO M.SC

maria.correa@epn.edu.ec

DMQ, agosto 2023 año

CERTIFICACIONES

Yo, CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS, bajo mi supervisión.

ING. MARÍA BELEN CORREA VALLEJO M.SC.
DIRECTORA

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

CARLOS SEBASTIÁN VILLACIS RIVAS

ING. MARÍA BELEN CORREA VALLEJO M.SC.

DEDICATORIA

Este logro es de toda mi familia, pues ellos fueron quienes siempre estuvieron apoyándome sin importar las distancias, brindándome ánimos para no decaer y seguir adelante. Ustedes fueron la motivación para que yo pudiera cumplir con este gran logro.

A mí 'mamita' Piedad, quien ha sido mi mayor motivación para mejorar cada día. Siempre enseñándome con el ejemplo, ella me ha impulsado a mejorar todos los días. Sin su apoyo y consejos, no hubiera sido posible lograr esta meta.

A mi hermana Melissa, quien fue mi apoyo durante todo este tiempo de estudios. Siempre estuviste pendiente de mí y de que no me faltara nada; este logro también va dedicado a ti.

A mi hermano Andrés, quien siempre estuvo preocupado por mí, siempre aconsejándome para hacer las cosas bien y apoyándome en todo lo que podía; este logro también es gracias a ti.

AGRADECIMIENTO

A mi madre, por haberme apoyado y darme la oportunidad de elegir lo que yo quería ser, por siempre confiar en mis capacidades, por acogerme en su manto de madre y no dejarme decaer. Por todos los sacrificios que has tenido que hacer para poder apoyarme y para que yo pueda cumplir mi meta.

A mi hermana, la persona gracias a la cual pude comenzar a estudiar en esta universidad. Si tú no me hubieras traído a Quito, nada de esto habría sido posible.

A mi hermano, la persona que siempre se preocupa por mí, que siempre me da consejos para que no me pase nada malo y siempre me llama para asegurarse de que esté bien.

A mi cuñado Pablo y su hermano David, porque fueron las personas que me ayudaron al comienzo de mis estudios. Siempre estuvieron ahí para brindarme su apoyo desinteresado.

A mis amigos Jonathan, Angie, Boris, Steeven, Jhopier, Erik, Carlos, Paul, Deisy, Thalía, Nahomi, Paúl, Juan, quienes formaron parte de este proceso, cada uno aportando su granito de arena para hacer que este tiempo de estudio fuera más placentero.

A Maryith quien ha sido mi apoyo en los momentos más desafiantes de mis estudios. Gracias por siempre brindarme tu cariño incondicional y preocuparte por mi bienestar.

Agradezco a todos los docentes de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional, quienes aportaron con sus conocimientos. En especial, a la Ing. María Belén Correa, quien fue la tutora de este trabajo de integración curricular. Le quiero agradecer por su paciencia al compartir sus conocimientos y por el tiempo invertido en el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
1. DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO	1
1.1. Objetivo General	2
1.2. Objetivos específicos	2
1.3. Alcance	2
1.4. Marco teórico	2
1.4.1. Peligro Sísmico en Sudamérica.....	2
1.4.1.1. Peligro Sísmico en Ecuador	3
1.4.1.2. Peligro Sísmico en Perú	4
1.4.1.3. Ubicación de la zona de estudio	6
1.4.1.4. Sistema Aporticado	8
1.4.1.5. Elementos que constituyen el sistema Aporticado	9
1.4.1.5.1. Ventajas.....	9
1.4.1.5.2. Desventajas	9
1.4.2. Cargas.....	9
1.4.2.1. Carga muerta según la Normas de Ecuador y Perú.....	10
1.4.2.2. Carga muerta según la Normas de Ecuador y Perú.....	11
1.4.3. Propiedades de los materiales.....	11
1.4.3.1. Resistencia a la compresión del hormigón.....	11
1.4.3.2. Módulo de elasticidad del hormigón.....	12
1.4.4. Diseño Basado en fuerzas (DBF) NEC-15.....	12
1.4.4.1. Objetivos generales y requisitos	13
1.4.4.2. Filosofía de diseño	13
1.4.4.2.1. Requisitos mínimos de diseños	13
1.4.4.3. Método de Análisis	14

1.4.4.3.1.	Análisis Lineal	14
1.4.5.	Diseño basado en fuerzas (DBF) NTE E.030.....	15
1.4.5.1.	Análisis estático.....	15
1.4.5.1.1.	Fuerza cortante	15
1.4.5.1.2.	Distribución de la fuerza sísmica en altura	16
1.4.5.1.3.	Período fundamental de vibración	17
1.4.5.1.4.	Fuerza Sísmicas Verticales	17
1.4.5.2.	Análisis Dinámico Modal Espectral.....	18
1.4.5.2.1.	Modos de Vibración.....	18
1.4.5.2.2.	Aceleración Espectral.....	18
1.4.5.2.3.	Criterios de Combinación	18
1.4.5.2.4.	Fuerza Cortante Mínima.....	19
2.	METODOLOGÍA	20
2.1.	Descripción de la configuración estructural.....	20
2.2.	Descripción de los materiales a utilizar	24
2.2.1.	Hormigón.....	24
2.2.2.	Acero de refuerzo	25
2.3.	Análisis de cargas	25
2.3.1.	Carga Muerta.....	25
2.3.2.	Carga Viva.....	27
2.3.3.	Resumen de cargas.....	27
2.4.	Predimensionamiento de elementos	28
2.4.1.	Predimensionamiento de losa.....	28
2.4.2.	Peso propio de la losa	30
2.4.3.	Predimensionamiento de vigas	30
2.4.3.1.	Primer Criterio	31
2.4.3.2.	Segundo Criterio.....	31
2.4.3.2.1.	Resistencia a flexión.....	32
2.4.3.3.	Ejemplo de cálculo de predimensionamiento de vigas	33
2.4.4.	Predimensionamiento de columnas	40
2.4.4.1.	Consideraciones de prediseños.....	40
2.4.4.2.	Resistencia última y nominal para fuerza axial	41
2.4.4.3.	Sección mínima de columnas	41
2.4.4.4.	Ejemplo de cálculo de columna central.....	41
2.4.5.	Resumen del prediseño de losas, vigas y columnas.....	43
2.4.5.1.	Prediseño de losa.....	43

2.4.5.2.	Prediseño de vigas	43
2.4.5.3.	Prediseño de columnas	44
2.5.	Diseño basado en fuerza (DBF) según NEC 15.....	44
2.5.1.	Métodos de las fuerzas equivalentes	44
2.5.2.	Parámetros para definir el cortante basal	45
2.5.2.1.	Coficiente de importancia de la estructura (I).....	45
2.5.2.2.	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (Sa).....	45
2.5.2.2.1.	Período fundamental de vibración de la estructura	46
2.5.2.2.2.	Períodos límites de vibración.....	47
2.5.2.3.	Factor de reducción de resistencia (R)	47
2.5.2.4.	Factor de irregularidad en planta y elevación	48
2.5.2.5.	Carga sísmica reactiva	48
2.5.2.6.	Distribución de fuerzas sísmicas en vertical	49
2.5.2.7.	Cálculo manual de cortante basal estático.....	49
2.5.2.8.	Espectro de aceleraciones	51
2.6.	Diseño basado en fuerza (DBF) según NTE E.030.....	52
2.6.1.	Parámetros para definir el cortante basal	52
2.6.1.1.	Factor de Zona (Z).....	52
2.6.1.2.	Factor de uso o importancia (U)	52
2.6.1.3.	Factor de reducción sísmica (S)	53
2.6.1.4.	Factor de periodo que define la plataforma del factor C (T_p) y factor de periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (T_L). 54	
2.6.1.5.	Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.....	54
2.6.1.6.	Factor de amplificación sísmica (C)	54
2.6.1.7.	Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R).....	54
2.6.1.8.	Cálculo manual del cortante basal	55
2.7.	Modelamiento estructural en el software computacional ETABS	57
2.7.1.	Descripción General del modelo Numérico Lineal	57
2.7.2.	Supuestos de modelación y definiciones	57
2.7.2.1.	Definición de materiales	57
2.7.2.2.	Definición de elevación.....	61
2.7.2.3.	Definición de elementos estructurales	62
2.7.2.3.1.	Vigas	63
2.7.2.3.1.2.	Columnas.....	65

2.7.2.3.2.	Losas.....	66
2.7.2.3.3.	Muros	67
2.7.3.	Asignación de cargas	68
2.7.3.1.	Asignación de carga viva	68
2.7.3.2.	Patrones de carga	68
2.7.3.3.	Asignación de carga muerta	70
2.7.3.4.	Combinaciones de carga	70
2.7.3.5.	Definición de masas	72
2.7.4.	Periodo fundamental.....	73
2.7.5.	Tipos de análisis.....	73
2.7.5.1.	Análisis estático lineal.....	73
2.7.5.2.	Análisis dinámico espectral.....	75
2.8.	Revisiones globales de la estructura.....	78
2.9.	Diseño de elementos estructurales	82
2.9.1.	Vigas	82
2.9.1.1.	Requisitos para el diseño a flexión	83
2.9.1.1.1.	Acero mínimo	83
2.9.1.1.2.	Acero máximo	83
2.9.1.1.3.	Requisito sismo – resistente Acero de Refuerzo	84
2.9.1.2.	Requisitos para el diseño a corte.....	84
2.9.1.2.1.	Resistencia última a cortante.....	84
2.9.1.2.2.	Momento probable.....	84
2.9.1.2.3.	Cortante hiperestático	85
2.9.1.2.4.	Resistencia a corte por parte del hormigón.....	85
2.9.1.2.5.	Resistencia nominal a cortante del acero	86
2.9.1.2.6.	Resistencia nominal a cortante de la sección	86
2.9.1.2.7.	Espaciamiento de Refuerzo Transversal “s”	87
2.9.1.2.8.	Área de refuerzo transversal	87
2.9.1.2.9.	Ramales	88
2.9.1.3.	Ejemplo de cálculo	88
2.9.2.	Columnas	90
2.9.2.1.	Diagrama de Interacción.....	90
2.9.2.2.	Refuerzo longitudinal.....	91
2.9.2.3.	Refuerzo transversal.....	91
2.9.2.4.	Espaciamiento de acero transversal	91
2.9.2.5.	Cortante probable de diseño.....	91

2.9.2.6.	Resistencia a corte por parte del hormigón.....	92
2.9.2.7.	Resistencia nominal a cortante del acero	92
2.9.2.8.	Área de Refuerzo transversal	92
2.9.2.9.	Ramales	92
2.9.2.10.	Acero transversal por confinamiento.....	93
2.9.2.11.	Ejemplo de cálculo	94
2.9.3.	Conexión Columna - Viga.....	98
2.9.3.1.	Viga débil - nudo fuerte.....	99
2.9.3.1.1.	Adherencia	99
2.9.3.1.2.	Resistencia al Corte	99
2.9.3.1.3.	Confinamiento	101
2.9.3.1.4.	Anclaje	101
2.9.3.2.	Columna fuerte – viga débil	102
2.9.3.3.	Ejemplo de diseño de una conexión viga – columna	102
2.9.4.	Losas.....	107
2.9.4.1.	Acero de refuerzo longitudinal	108
2.9.4.2.	Ejemplo de diseño de losa alivianada	109
2.9.5.	Muro	113
2.9.5.1.	Cuantía mínima	113
2.9.5.2.	Flexocompresión	114
2.9.5.3.	Corte	114
2.9.5.4.	Ejemplo de cálculo de muro.....	118
2.10.	Detallamiento de planos estructurales	122
2.10.1.	Ganchos estándar para barras a tracción	122
2.10.2.	Ganchos sísmicos para estribos y estribos cerrados de confinamiento.	123
2.10.3.	Longitudes de Desarrollo	123
2.10.3.1.	Barras corrugadas en tracción (l_d)	124
2.10.3.2.	Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción	125
2.10.4.	Longitudes de barras corrugas a compresión.....	126
2.10.5.	Traslapes	127
3.	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	128
3.1.	Resultados	128
3.1.1.	Combinaciones de cargas	128
3.1.2.	Tipología estructural	128
3.1.3.	Período fundamental	129
3.1.4.	Modos de vibración y masa modal.....	130

3.1.5.	Cortante Basal.....	131
3.1.6.	Derivas de piso.....	132
3.1.7.	Revisión de deflexiones.....	136
3.1.8.	Dimensiones de secciones diseñadas	137
3.1.8.1.	Losa	137
3.1.8.2.	Vigas	138
3.1.8.3.	Columnas	139
3.1.8.4.	Muro.....	139
3.1.9.	Análisis de costos.....	139
3.1.9.1.	Cantidades de obra	140
3.1.9.2.	Análisis de precios unitarios	143
3.1.9.2.1.	Descripción de rubros utilizados.....	143
3.1.9.2.2.	Mano de Obra	144
3.1.9.2.3.	Materiales y Equipo.....	144
3.1.9.2.4.	Precios unitarios de los rubros utilizados.....	145
3.1.9.3.	Presupuesto de la Edificación.....	157
3.2.	Conclusiones.....	158
3.3.	Recomendaciones.....	163
4.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	164
5.	ANEXOS	166
5.2.	Anexo I. Planos estructurales para edificio aporricado de 5 pisos con la norma de Ecuador.....	166
5.2.	Anexo II. Planos estructurales para edificio con muros estructurales de 5 pisos con la norma de Perú.	167

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ecuador, Zonas Sísmicas. Peligro Sísmico.....	4
Figura 2. Perú, Zonas Sísmicas. Peligro Sísmico.	5
Figura 3. Zona de estudio	6
Figura 4. Mapa Político de la Provincia de Loja.	7
Figura 5. Mapa de la provincia de Ayabaca.	7
Figura 6. Mapa de la Cuenca del Río Chira-Catamayo.....	8
Figura 7. Espectro de aceleraciones.....	15
Figura 8. Fachada Norte	21
Figura 9. Fachada Oeste	21
Figura 10. Planta Arquitectónico-baja	23
Figura 11. Planta Arquitectónica tipo.	24
Figura 12. Losa Aliviana	30
Figura 13. Distribución de cargas de la losa a la viga	34
Figura 14. Selección de los ejes más críticos (Eje C y Eje 3).....	35
Figura 15. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C	36
Figura 16. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C	36
Figura 17. Carga rectangular con su respectiva longitud efectiva	37
Figura 18. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C	37
Figura 19. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C	38
Figura 20. Carga rectangular con su respectiva longitud efectiva	38
Figura 21. Área aportante de la columna C3 de la planta baja.....	42
Figura 22. Espectro de aceleraciones (NEC – 15).	51
Figura 23. Espectro de aceleraciones.....	56
Figura 24. Propiedades utilizadas para el hormigón (NEC-15).....	58
Figura 25. Propiedades utilizadas para el hormigón (NEC-15).....	58
Figura 26. Propiedades utilizadas para el acero (NEC-15)	59
Figura 27. Propiedades utilizadas para el hormigón (E .060).....	60
Figura 28. Propiedades utilizadas para el hormigón (E .060).....	60
Figura 29. Propiedades utilizadas para el acero (E .060).....	61
Figura 30. Modelación del edificio (NEC-15).....	62
Figura 31. Modelación del edificio (E .060)	63
Figura 32. Definición de vigas.....	64
Figura 33. Inercia agrietada para vigas según la NEC-15	64
Figura 34. Inercia agrietada para vigas según la E .060	65

Figura 35. Definición de columnas	65
Figura 36. Inercia agrietada para columnas según la NEC-15	66
Figura 37. Inercia agrietada para columnas según la E .060.....	66
Figura 38. Definición de losa alivianada.....	67
Figura 39. Definición de muro	67
Figura 40. Carga viva (Live) asignada a la losa en T/m ²	68
Figura 41. Patrones de Carga.....	69
Figura 42. Patrón de carga de sismo en x (Sx).	69
Figura 43. Patrón de carga de sismo en y (Sy).	69
Figura 44. Carga muerta asignada a la losa en T/m ²	70
Figura 45. Combinaciones de carga NEC-15.....	71
Figura 46. Combinaciones de carga E .060	72
Figura 47. Definición de masa	72
Figura 48. Definición de masa (Perú).....	73
Figura 49. Sismo en la dirección x (Sx) según la NEC-15.....	74
Figura 50. Sismo en la dirección y (Sy) según la NEC-15.....	74
Figura 51. Sismo en la dirección x (Sx) según la E .060	74
Figura 52. Sismo en la dirección y (Sy) según la E .060	74
Figura 53. Espectro de respuesta elástico NEC-15.....	75
Figura 54. Definición de sismo dinámico en x (Dx) corregido según la NEC-15.....	76
Figura 55. Definición de sismo dinámico en Y (Dy) corregido según la NEC-15	76
Figura 56. Espectro de respuesta elástico E .060	77
Figura 57. Definición de sismo dinámico en x (Dx) corregido según la E .060	77
Figura 58. Definición de sismo dinámico en Y (Dy) corregido según la E .060.....	78
Figura 59. Diagrama de interacción de columna.	90
Figura 60. Distribución aceros en la columna	95
Figura 61. Diagrama de interacción en la dirección y.....	95
Figura 62. Diagrama de interacción en la dirección x.....	96
Figura 63. Datos de la losa alivianada	109
Figura 64. Coeficientes de carga	110
Figura 65. Coeficientes de momento negativo	110
Figura 66. Coeficientes de momento positivo	111
Figura 67. Comparación de periodos de las estructuras.	130
Figura 68. Comparación de espectro de aceleraciones.	131
Figura 69. Peso de cada estructura y cortante basal	132
Figura 70. Comparación de derivas inelásticas en la dirección X.....	135

Figura 71. Comparación de derivas inelásticas en la dirección Y.....	135
Figura 72. Comparación de las deflexiones.	137
Figura 73. Comparación de hormigón que se utilizó en los modelos de Ecuador y Perú.	141
Figura 74. Comparación de acero de refuerzo se utilizó en los modelos de Ecuador y Perú.	142
Figura 75. Comparación del costo total.....	158

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Z en función de la zona sísmica	4
Tabla 2. Z en función de la zona sísmica	5
Tabla 3. Pesos unitarios según la NEC-SE-CG-15 (kN/m ³).....	10
Tabla 4. Carga viva según E .020 (kN/m ³).	11
Tabla 5. Simbología para calcular el módulo de elasticidad (Ecuador).	12
Tabla 6. Simbología para calcular el módulo de elasticidad (Perú)	12
Tabla 7. Simbología para determinar el cortante basal	16
Tabla 8. Simbología para calcular la distribución de fuerzas sísmica en la altura	16
Tabla 9. Simbología para determinar K.....	16
Tabla 10. Simbología para determinar C _T	17
Tabla 11. Simbología para determinar los coeficientes de correlación	19
Tabla 12. Especificaciones de edificación planta baja.....	22
Tabla 13. Área de la planta baja	25
Tabla 14. Peso de paredes delgadas.....	26
Tabla 15. Peso de paredes gruesa y peso total de paredes delgadas y gruesas.	26
Tabla 16. Área de la planta tipo	26
Tabla 17. Peso de paredes delgadas.....	27
Tabla 18. Peso de paredes gruesa y peso total de paredes delgadas y gruesas.	27
Tabla 19. Resumen de cargas para Ecuador y Perú.....	28
Tabla 20. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones	29
Tabla 21. Espesor mínimo para losa.....	29
Tabla 22. Altura mínima de vigas no preesforzadas	31
Tabla 23. Combinaciones para determinar momentos	32
Tabla 24. Simbología para la resistencia a flexión	32
Tabla 25. Simbología para calcular el momento nominal	32
Tabla 26. Simbología para calcular A _s	33
Tabla 27. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q _u).	36
Tabla 28. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q _u).	36
Tabla 29. Momentos ocasionados por la carga muerta.....	37
Tabla 30. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q _u).	37

Tabla 31. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q_u).	38
Tabla 32. Momentos ocasionados por la carga viva	38
Tabla 33. Cálculo de los momentos con las combinaciones	39
Tabla 34. Datos para la revisión de capacidad.....	39
Tabla 35. Revisión de capacidad de V25x30	39
Tabla 36. Revisión de capacidad de V30x40	40
Tabla 37. Prediseño de losa alivianada	43
Tabla 38. Prediseño de vigas.....	43
Tabla 39. Prediseño de columnas.....	44
Tabla 40. Simbología para determinar el cortante basal	44
Tabla 41. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	45
Tabla 42. Simbología para determinar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones	46
Tabla 43. Simbología para determinar el periodo fundamental de vibración.	46
Tabla 44. Coeficiente que depende del tipo de edificación	46
Tabla 45. Simbología para determinar los períodos límites de vibración.....	47
Tabla 46. Factor de reducción de resistencia (R).....	48
Tabla 47. Simbología para determinar la distribución de fuerzas sísmica en vertical	49
Tabla 48. Valores del coeficiente k en función del periodo de vibración.....	49
Tabla 49. Datos usados para el cortante basal estático.	50
Tabla 50. Cálculo de periodos	50
Tabla 51. Simbología para determinar el cortante basal	52
Tabla 52. Factor de uso (U)	53
Tabla 53. Factor de Suelo (S)	53
Tabla 54. Períodos (T_P) y (T_L)......	54
Tabla 55. Sistema Estructurales	54
Tabla 56. Datos usados para el cortante basal estático	55
Tabla 57. Cálculo de periodos	56
Tabla 58. Revisión de condiciones.....	56
Tabla 59. Elevaciones.....	61
Tabla 60. Combinaciones de cargas.....	71
Tabla 61. Combinaciones de cargas.....	71
Tabla 62. Periodo fundamental de vibración	73
Tabla 63. Comprobación de periodos	78
Tabla 64. Modos de vibración (E .030)	79

Tabla 65. Modos de vibración (NEC-15)	79
Tabla 66. Cortante Basal Estático y Dinámico	80
Tabla 67. Simbología para calcular deriva inelástica.....	80
Tabla 68. Simbología para calcular deriva inelástica.....	80
Tabla 69. Cortante absorbido de los muros y columnas (E .030).....	81
Tabla 70. Deflexión máxima admisible calculada.....	82
Tabla 71. Simbología para determinar la deflexión admisible	82
Tabla 72. Simbología para calcular el acero mínimo.....	83
Tabla 73. Simbología para calcular el acero máximo.....	83
Tabla 74. Simbología para calcular el acero máximo en función de la cuantía balanceado	84
Tabla 75. Simbología para calcular el momento probable.....	85
Tabla 76. Simbología para calcular cortante hiperestático	85
Tabla 77. Simbología para calcular resistencia a corte por parte del hormigón.....	86
Tabla 78. Simbología para calcular resistencia nominal a cortante del acero	86
Tabla 79. Simbología para calcular resistencia nominal a cortante de la sección	87
Tabla 80. Simbología para calcular espaciamiento en la zona de confinamiento.....	87
Tabla 81. Simbología para calcular espaciamiento en la zona central	87
Tabla 82. Simbología para calcular el número de ramales.....	88
Tabla 83. Simbología para calcular espaciamiento del acero transversal	91
Tabla 84. Simbología para el cortante.	92
Tabla 85. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento	93
Tabla 86. Simbología para calcular el acero transversal por confinamiento.....	93
Tabla 87. Esfuerzos máximos y mínimos.....	94
Tabla 88. Puntos importantes para la realización del diagrama de interacción en la dirección y	95
Tabla 89. Puntos importantes para la realización del diagrama de interacción en la dirección x	96
Tabla 90. Simbología para control de adherencia	99
Tabla 91. Simbología para determinar la resistencia al corte	99
Tabla 92. Simbología para determinar el cortante actuante	100
Tabla 93. Simbología para determinar la tensión superior	100
Tabla 94. Simbología para determinar la tensión inferior	100
Tabla 95. Simbología para determinar el cortante de columna	101
Tabla 96. Simbología para determinar el cortante nominal	101

Tabla 97. Simbología para determinar el anclaje	102
Tabla 98. Simbología para columna fuerte – viga débil.....	102
Tabla 99. Simbología para el diseño de losas alivianadas usando el método de los coeficientes.....	108
Tabla 100. Simbología para determinar cuantía mínima en $0.15l_w$	113
Tabla 101. Simbología para determinar esfuerzo máximo.	114
Tabla 102. Simbología para determinar la fuerza cortante de diseño.....	114
Tabla 103. Simbología para determinar el factor de sobrerresistencia en la sección crítica.	115
Tabla 104. Simbología para determinar el factor para considerar la amplificación dinámica de cortante.....	115
Tabla 105. Simbología para determinar el ancho mínimo del muro.....	116
Tabla 106. Simbología para determinar la resistencia a cortante.....	116
Tabla 107. Elementos de borde para muros estructurales especiales.	117
Tabla 108. Simbología para determinar el espaciamiento vertical.....	117
Tabla 109. Simbología para determinar acero de refuerzo transversal	118
Tabla 110. Ganchos estándar a tracción.....	123
Tabla 111. Ganchos sísmicos para estribos y estribos cerrados de confinamiento	123
Tabla 112. Longitud de desarrollo de barras corrugadas a tracción	124
Tabla 113. Factores de modificación para l_d para barra corrugadas a tracción	125
Tabla 114. Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción	126
Tabla 115. Factores de modificación para barras corrugadas a compresión.....	127
Tabla 116. Longitud de empalme por traslapo	127
Tabla 117. Combinaciones de cargas para diseño sismo resistente (Ecuador).....	128
Tabla 118. Combinaciones de cargas para diseño sismo resistente (Perú)	128
Tabla 119. Modos de vibración (NEC-15).	129
Tabla 120. Modos de vibración (NTE 0.30).	129
Tabla 121. Resumen de masa modal de modos de vibración principales.	130
Tabla 122. Resumen cortante basal y peso de la estructura.....	132
Tabla 123. Resumen de derivas inelásticas E .030.....	133
Tabla 124. Resumen de derivas inelásticas NEC-15	134
Tabla 125. Resumen de derivas máximas de cada modelo	134
Tabla 126. Deflexiones máximas por piso NTE .060.....	136
Tabla 127. Deflexiones máximas por piso NEC-15.	136
Tabla 128. Resumen de deflexiones en vigas.....	137

Tabla 129. Secciones de losa alivianada	137
Tabla 130. Secciones de vigas (NEC-15)	138
Tabla 131. Secciones de vigas (E .030).....	138
Tabla 132. Secciones finales de columnas (NEC-15).	139
Tabla 133. Secciones finales de columnas (E .030).....	139
Tabla 134. Secciones finales de muros (E .030).	139
Tabla 135. Cantidades de obra por elemento estructural (NEC-15).....	140
Tabla 136. Cantidades de obra por elemento estructural (E .030)	140
Tabla 137. Rubros utilizados para presupuesto	144
Tabla 138. APU Hormigón en columnas, incluye encofrado.....	146
Tabla 139. APU Hormigón en vigas, incluye encofrado.	147
Tabla 140. APU Hormigón en losa alivianada, incluye encofrado.	148
Tabla 141. APU Acero de refuerzo.	149
Tabla 142. APU malla electrosoldada.	150
Tabla 143. APU Hormigón en columnas, incluye encofrado.....	151
Tabla 144. APU Hormigón en muros, incluye encofrado.	152
Tabla 145. APU Hormigón en vigas, incluye encofrado.	153
Tabla 146. APU Hormigón en losa aligerada, incluye encofrado.....	154
Tabla 147. APU Acero de refuerzo.	155
Tabla 148. APU malla electrosoldada.	156
Tabla 149. Resumen de costos.	157

RESUMEN

El presente trabajo de integración curricular tiene como finalidad el análisis y comparación de la amenaza sísmica en el territorio fronterizo de Ecuador-Perú aplicando las normativas sismo resistentes vigentes en cada país.

La relevancia de este estudio radica en la necesidad de comprender y evaluar la amenaza sísmica en una zona geográfica compartida por dos países, donde las condiciones geológicas pueden ser similares pero las normativas sísmicas que rigen en cada país son diferentes.

La estructura seleccionada para realizar la comparación de los resultados es un edificio de 5 pisos con un sistema estructural aporticado. La edificación presenta una sección transversal y longitudinal de 18m y una altura total de 16.4m. La estructura esta compuesta de hormigón con una resistencia de 21MPa y acero de refuerzo de 420MPa.

En el proceso de diseño, se ha empleado la normativa NEC-15 para el modelo de Ecuador, y la norma NTE E.30 para el modelo de Perú. Estas normativas son las referencias clave que rigen los estándares de diseño sísmico en cada uno de los respectivos países

Como resultados se obtuvieron el tipo de estructura adecuada para cumplir con los límites establecidos por cada norma, las dimensiones de los elementos estructurales, los espectros de aceleraciones determinados por las normativas de Ecuador y Perú, el cortante basal de cada estructura, el periodo fundamental de cada estructura, el volumen de los materiales necesarios para cada estructura y el presupuesto de los respectivos modelos.

Realizado el análisis y comparación de la amenaza sísmica en el territorio fronterizo de Ecuador y Perú aplicando las normativas sismo resistente vigentes de cada país se concluye que la norma E.30 de Perú es más exigente que la norma de Ecuador. En el caso de Ecuador el sistema aporticado cumplió con los requerimientos de dicha norma, sin embargo, para la norma de Perú fue necesario cambiar el sistema aporticado por un sistema de muros estructurales para cumplir con los requerimientos de la norma de Perú. Este resultado es un indicador de la importancia de tener en cuenta la norma de diseño de cada país, puesto que tienen un impacto significativo en la elección del sistema estructural, la resistencia que debe tener cada estructura y el costo final de la estructura.

PALABRAS CLAVE: amenaza sísmica, comparación Ecuador-Perú, comparación estructural, zona fronteriza.

ABSTRACT

The purpose of this curricular integration work is to analyze and compare the seismic hazard in the Ecuador-Peru border territory by applying the seismic-resistant regulations in force in each country.

The relevance of this study lies in the need to understand and evaluate the seismic hazard in a geographic area shared by two countries, where geological conditions may be similar but seismic regulations in each country are different.

The structure selected for the comparison of the results is a 5-story building with a portal frame structural system. The building has a cross and longitudinal section of 18m and a total height of 16.4m. The structure is composed of concrete with a strength of 21MPa and reinforcing steel of 420MPa.

In the design process, the NEC-15 standard was used for the Ecuadorian model, and the NTE E.30 standard for the Peruvian model. These standards are the key references that govern the seismic design standards in each of the respective countries.

The results obtained were the type of structure suitable for complying with the limits established by each standard, the dimensions of the structural elements, the acceleration spectra determined by the Ecuadorian and Peruvian standards, the basal shear of each structure, the fundamental period of each structure, the volume of materials required for each structure, and the budget for the respective models.

After analyzing and comparing the seismic hazard in the border territory of Ecuador and Peru by applying the seismic-resistant standards in force in each country, it was concluded that the Peruvian standard E.30 is more demanding than the Ecuadorian standard. In the case of Ecuador, the portalized system complied with the requirements of that standard; however, for the Peruvian standard, it was necessary to change the portalized system for a structural wall system to comply with the requirements of the Peruvian standard. This result is an indicator of the importance of taking into account the design standard of each country, since they have a significant impact on the choice of the structural system, the strength that each structure must have and the final cost of the structure.

KEY WORDS: seismic hazard, Ecuador-Peru comparison, structural comparison, border zone.

1. DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

Es importante resaltar la importancia de la región de América del Sur en términos de actividad sísmica y de los impactos que pueden tener los sismos en esta área, por tal razón es importante monitorear los sismos y estar preparados para enfrentarlos en caso de que ocurran. Ecuador y Perú son dos países en esta región que han experimentado sismos frecuentes de gran magnitud, especialmente en las zonas costeras. Ambos países han implementado normas y regulaciones de construcción sismorresistentes para minimizar los daños y pérdidas causadas por estos eventos. Por parte del Ecuador se tienen la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15 mientras que Perú cuenta con el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma N.T.E. E.030

La NEC-15 es una normativa sismorresistente que establece los requisitos y metodologías que deben seguirse en el diseño y construcción de edificaciones en Ecuador. Esta normativa divide el territorio ecuatoriano en seis zonas sísmicas, clasificándolas según su nivel de amenaza sísmica, siendo todas consideradas de alta amenaza, excepto el Nororiente que tiene una amenaza sísmica intermedia y el Litoral que tiene una amenaza sísmica muy alta. La zonificación sísmica para el diseño se basa en un estudio de peligro sísmico que considera un periodo de retorno de 475 años.

La E.030 es la Norma Técnica de Edificación peruana, un conjunto de normas y regulaciones que establecen los requisitos técnicos mínimos para la construcción de edificios sismorresistentes en Perú. Fue publicada oficialmente en 2020 y se aplica en todo el territorio peruano. La norma establece criterios de diseño, análisis y construcción para la resistencia sísmica de las estructuras de los edificios, y también incluye requisitos para la gestión de la calidad de la construcción, el control de la calidad y la supervisión de la construcción. El objetivo principal de la E.030 es garantizar la seguridad estructural de los edificios y proteger a las personas y los bienes ante los efectos de los sismos y otros eventos sísmicos.

La importancia de este trabajo en el análisis y comparación del comportamiento de una edificación de hormigón armado de 5 pisos, considerando un sistema estructural aporticado y siguiendo las normativas vigentes en cada país. La singularidad de este estudio se destaca debido a que la estructura será emplazada en la zona fronteriza entre Ecuador y Perú. Debido a que la estructura tiene un emplazamiento geográfico cercano y condiciones geológicas similares, la estructura debería tener un comportamiento similar en ambos países, sin embargo, se debe realizar un análisis más discreto considerando las normativas específicas de cada país.

1.1. Objetivo General

Analizar un edificio construido de hormigón armado, este edificio se emplazará en los límites fronterizos de Ecuador y Perú, a fin de comparar el comportamiento estructural, a través del diseño sismo resistente, específicamente aplicando el diseño basado en fuerzas (DBF).

1.2. Objetivos específicos

- Plantear el diseño sismo resistente en Macará zona IV utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC-15)
- Plantear el diseño sismo resistente en Ayabaca Zona 3 utilizando el Reglamento Nacional de Edificaciones. (Norma N.T.E. E.030)
- Realizar un análisis estructural y un modelado de la edificación para revisar los esfuerzos, deformaciones, etc., de la estructural.
- Comparar el comportamiento estructural aplicando las normas de respectivo territorio de donde se ubicará la estructura.
- Elaborar una estimación de costos basándose en las cantidades de trabajo previstas en el plan de diseño.

1.3. Alcance

Se busca llevar a cabo el comportamiento de un edificio de cinco plantas, destinado a viviendas y construido con hormigón armado frente a la presencia de sismos, las zonas IV de Ecuador y 3 de Perú. Este edificio presenta una distribución regular en planta y en elevación, se encuentra ubicado en la región fronteriza entre Ecuador y Perú. Para ello, se aplicará un diseño estructural sismo resistente basado en el método de diseño de fuerzas (DBF) descrito en la NEC-SE-DS, así como un análisis sísmico según lo dispuesto en la normativa NTE E.030. A partir de este análisis, se evaluarán todas las características de la estructura en cuestión.

1.4. Marco teórico

1.4.1. Peligro Sísmico en Sudamérica

Sudamérica tiene una gran presencia de sismos, y debido a la gran cantidad de sismos Sudamérica contribuye con el 15% del total de la energía sísmica disipada en todo el mundo. Por lo general la mayoría de los sismos se presentan en la zona costera y estos sismos son superficiales. Es importante mencionar algunos de los sismos de mayor magnitud que han ocurrido en América del Sur. En Bolivia se registra un sismo de magnitud

8.3 ocurrido el 9 de junio de 1994, este sismo ocurrió a una profundidad de 637 km, el cual es uno de los sismos de mayor magnitud ocurrido a esta profundidad.

En Ecuador los sismos de mayor magnitud han ocurrido en la zona costera o han sido en zonas cercanas, como por ejemplo el sismo ocurrido en 1949 en la ciudad de Ambato. En Colombia al igual que en Ecuador los sismos de mayor magnitud han sido en las zonas costeras o cercanas, en el caso de Colombia se tiene el registro del sismo ocurrido en Popayán en 1983.

En Perú la mayoría de los sismos ocurrieron en la zona costera, los sismos de 1940 y 1970 los cuales ocasionaron daños grandes en los departamentos Lima y Arequipa. Chile ha sido el país sudamericano más golpeado por sismos, puesto que la presencia de estos sismos ha ocasionado graves daños puesto que estos sismos han estado acompañados de maremotos y actividad volcánica. El sismo de mayor magnitud que ha estado presente en Chile es de 8.5. Argentina también ha presentado varios sismos los cuales han afectado las ciudades de San Juan y Mendoza.

El anillo de fuego del pacífico abarca el territorio de varios países de Sudamérica entre esos territorios, están Ecuador y Perú los cuales han presentado sismos frecuentes de grandes magnitudes, ocasionando grandes pérdidas humanas y materiales. Para contribuir en el diseño y comportamiento sismo resistente de edificaciones, en Ecuador, se ha desarrollado la Norma Ecuatoriana de la Construcción, llevada a registro oficial en 2015, la cual establece parámetros necesarios para realizar un diseño adecuado. De la misma manera nuestro país vecino Perú ha desarrollado el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma N.T.E. E.030, publicado oficialmente en 2020.

1.4.1.1. Peligro Sísmico en Ecuador

A lo largo de su historia el Ecuador registra la presencia de 5 sismos de gran magnitud, los cuales han ocurrido en la región costa del Ecuador. Los sismos con mayor magnitud registrados en la historia del Ecuador son los sismos de 1906 y 1979 en la provincia de Esmeraldas con unas magnitudes de 8.8Mw y 8.1Mw, los sismos de 1945, 1958 y 2016 en la provincia de Manabí con unas magnitudes de 7.8Mw, 7.8Mw y 7.8Mw.

Al considerar las zonas sísmicas definidas en la NEC 15, en la cual se ha dividido al Ecuador en seis zonas sísmicas, en general todo Ecuador tiene una caracterización de peligro sísmico alto, con excepción del:

- Nororiente: peligro sísmico intermedio.
- Litoral: peligro sísmico muy alto.

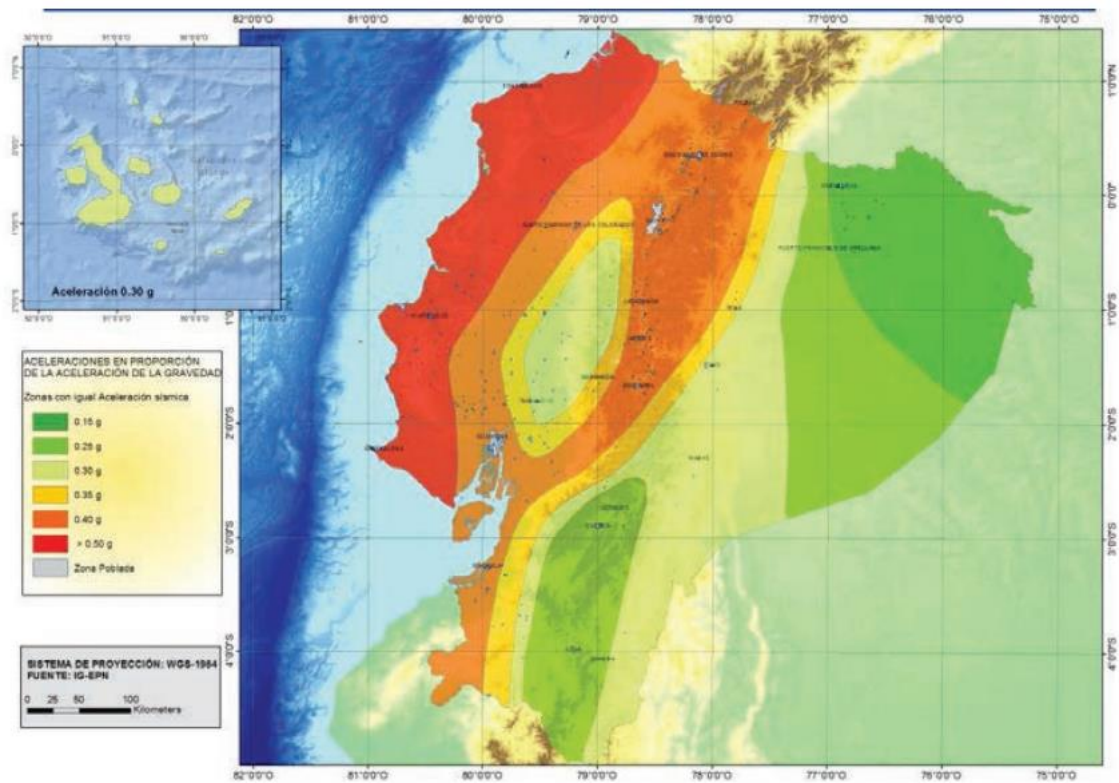


Figura 1. Ecuador, Zonas Sísmicas. Peligro Sísmico.

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

El mapa de zonas sísmicas para el diseño se basa en el análisis de riesgo sísmico con un intervalo de recurrencia de 475 años y que tiene una posibilidad del 10% de superación en 50 años [1].

Tabla 1. Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

1.4.1.2. Peligro Sísmico en Perú

Perú ha presentado 3 sismos de gran magnitud. Los sismos con mayor magnitud registrados en la historia del Perú son los sismos de 1970 en Ancash con una magnitud de 7.9Mw, 2009 en Ica con una magnitud de 7.9Mw y en 2019 en Loreto con una magnitud de 8Mw

Perú está dividido en cuatro zonas sísmica según el E.030, como se puede observar en la **Figura 2**:



Figura 2. Perú, Zonas Sísmicas. Peligro Sísmico.

Fuente: Norma E.030-20 [2].

Para cada sector del mapa de peligro sísmico de Perú se asigna un factor Z según se detalla la **Tabla 2**. Z es la representación de la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una posibilidad de 10% de ser superada en 50 años [2].

Tabla 2. Z en función de la zona sísmica

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030-20 [2].

1.4.1.3. Ubicación de la zona de estudio

En el reglamento E.030 diseño sísmico resistente de Perú del 2020, los tipos de suelo son S0, S1, S2, S3 y S4, mientras que la NEC-SE-DS del 2015 clasifica al suelo en 5 perfiles A, B, C, D y F. El reglamento E.030 del Perú fija restricciones para el desplazamiento lateral de estructuras, para determinar los desplazamientos laterales se determinarán según el tipo de edificación a través del cálculo de derivas. Las zonas 3 de Perú y IV de Ecuador comprende la cuenca del Río Chira, la cual tiene un perfil de suelo S3, en cuanto a la clasificación de la norma E.030 del Perú, mientras que para el Ecuador se podría clasificar como un perfil de suelo tipo E, puesto que los dos perfiles de suelos son para una velocidad de onda de corte menor a 180 m/s [3].

Las áreas de estudios seleccionadas para realizar el análisis del comportamiento de la edificación corresponden a Ayabaca Zona 3 Perú y Macará Zona IV Ecuador.

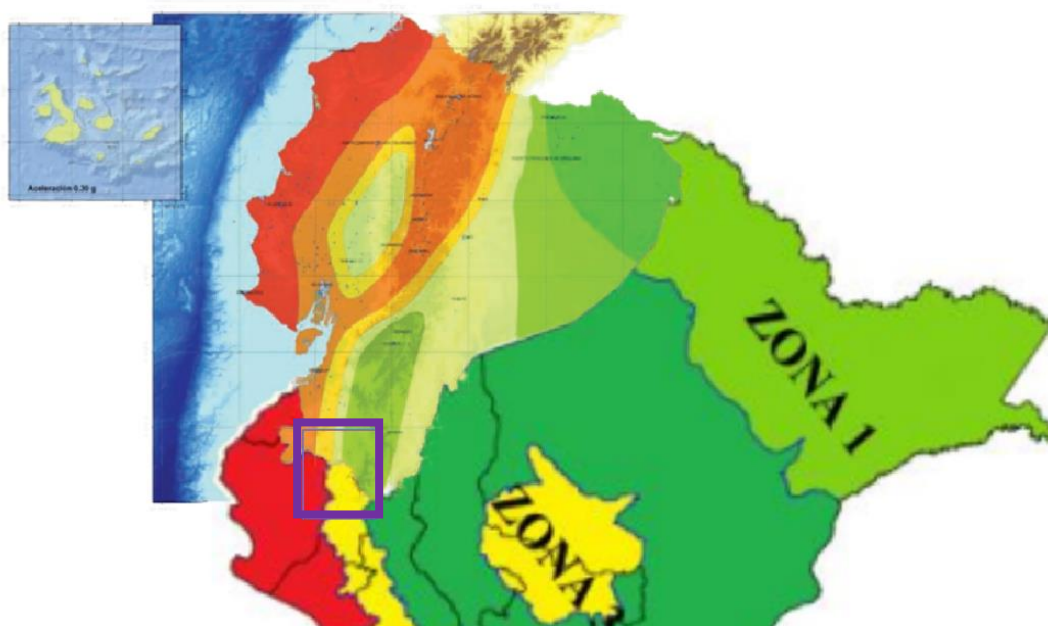


Figura 3. Zona de estudio

Elaborado por: Carlos Villacís

En la zona IV de Ecuador se ha seleccionado la ciudad de Macará, la cual pertenece a la provincia de Loja. Para la zona IV de Ecuador se le asigna un valor de factor $Z = 0.35$ según la zonificación sísmica del Ecuador.

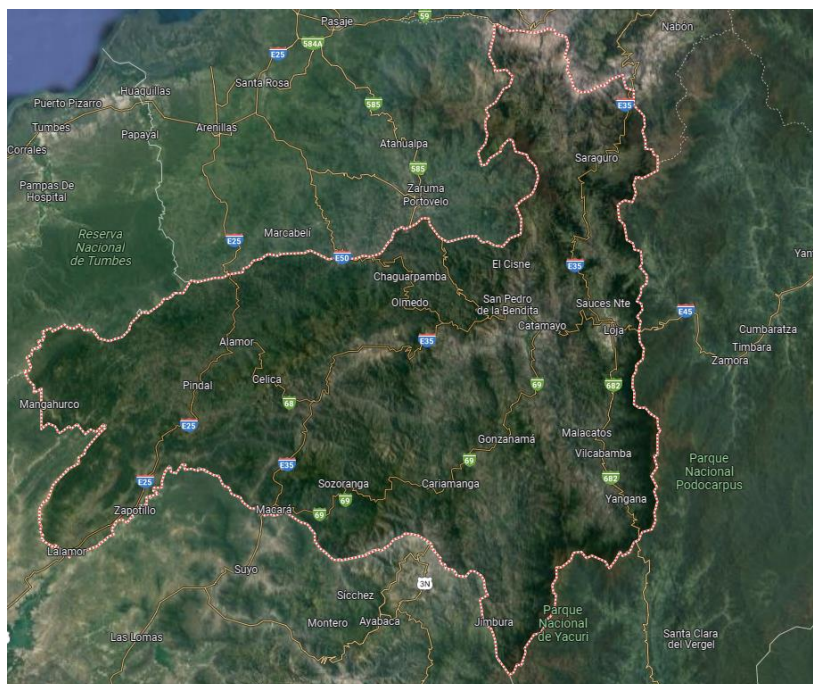


Figura 4. Mapa Político de la Provincia de Loja.

Fuente: Google Maps, ubicación de la Provincia de Loja [4]

Mientras que para la zona 3 de Perú se ha seleccionado la ciudad de Ayabaca perteneciente al departamento de Piura. Para zona 3 de Perú se le asigna un valor de factor $Z = 0.35$ según el E.030.

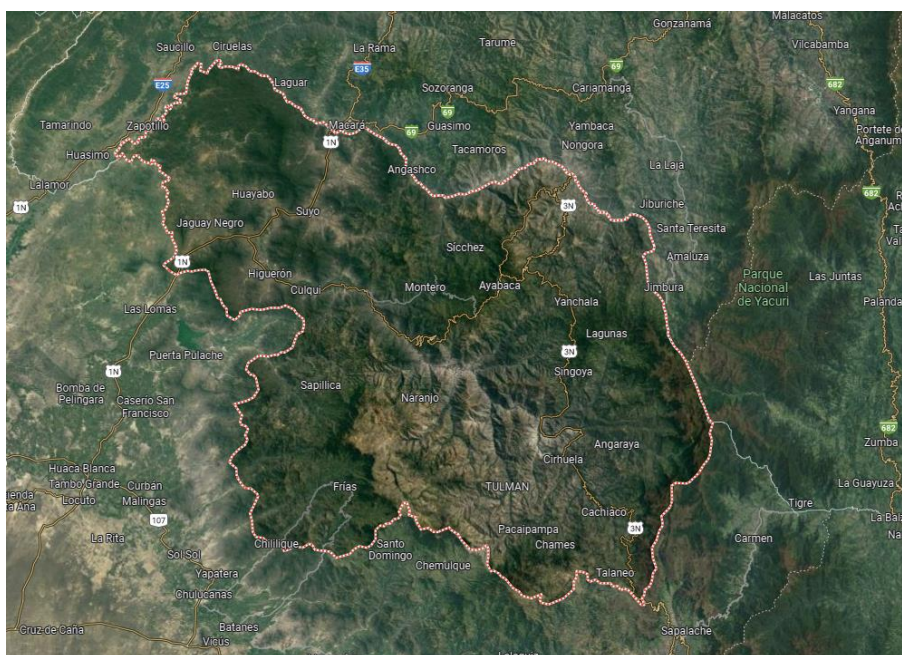


Figura 5. Mapa de la provincia de Ayabaca.

Fuente: Google Maps, ubicación de la provincia de Ayabaca [5]

Para poder realizar el estudio de la zona 3 de Perú y la zona IV de Ecuador, se ha seleccionado la Cuenca del Río Chira-Catamayo, puesto que se encuentra dentro de los límites de esta cuenca se puede encontrar las zonas de estudios necesarias con respecto al tipo de suelos, para cada zona del Perú y Ecuador.

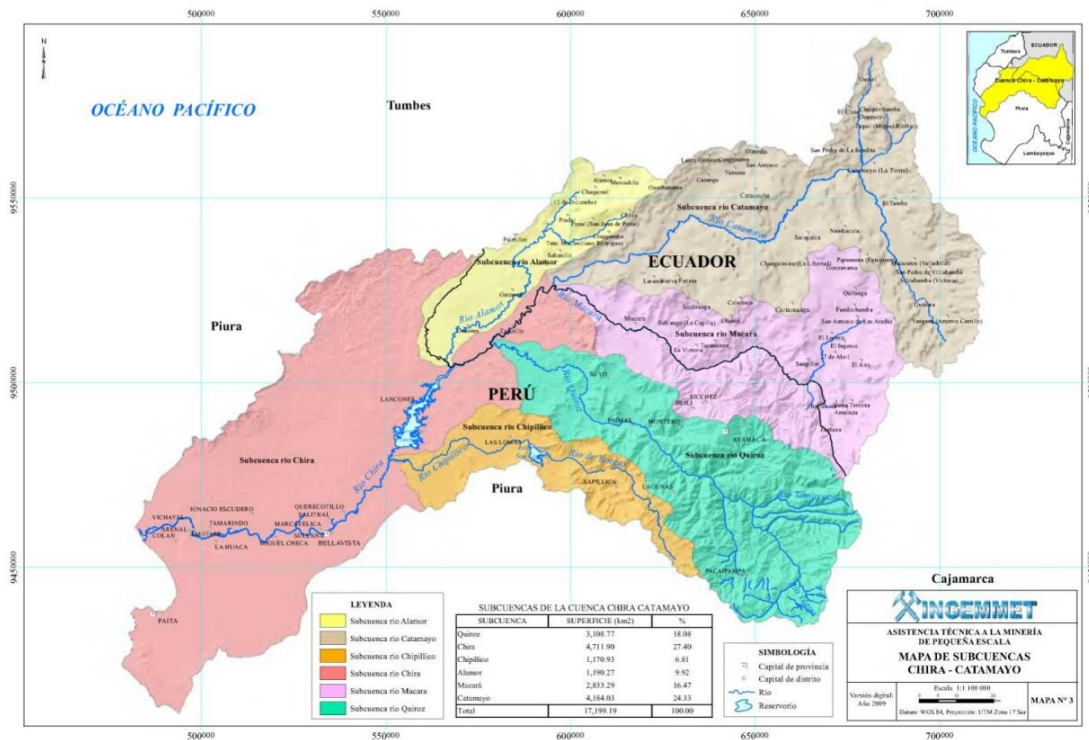


Figura 6. Mapa de la Cuenca del Río Chira-Catamayo

Fuente: INGENMET [3]

Los tipos de suelos que se encuentra en la Cuenca del Río Chira-Catamayo están conformados por gravas, arenas gravosas y arenas sueltas de baja compacidad a los cuales se les asigna un perfil de suelo S3 según la norma E.030 y según la NEC sería un perfil de suelo E.

1.4.1.4. Sistema Aporticado

Actualmente existen muchos sistemas estructurales sismo resistentes, pero en nuestro sistema de construcción lo más conocido son los sistemas aporticados. Estos sistemas aporticados significan dar forma y soporte a una estructura mediante la combinación de componentes en la construcción.

Una estructura aporticada está compuesta por un conjunto de viga, columna y losas que se combinan entre ellas, con la finalidad de resistir cargas gravitacionales y cargas

laterales (sísmicas). La conexión entre viga y columnas se dan como en armaduras, es decir están conectadas mediante pasadores.

El funcionamiento de la transmisión de cargas de pisos, techos o paredes de un sistema aporticado es que las vigas soportan la carga, las vigas transmiten estas cargas a las columnas y las columnas transmiten estas cargas a la zapata.

1.4.1.5. Elementos que constituyen el sistema Aporticado

Los elementos que constituyen un sistema aporticado son: losas, vigas y columnas. El sistema aporticado cumple con el principio de conexión donde las columnas son más fuertes que las vigas, este principio también es conocido como conexión tipo viga débil-columna fuerte.

1.4.1.5.1. Ventajas

Las ventajas de un sistema aporticado son:

- El proceso de construcción de este sistema aporticado es rápida.
- El proceso de construcción es sencillo debido a la simplicidad de la geometría, lo cual favorece a la creatividad arquitectónica.
- Presenta una buena combinación entre resistencia y estabilidad.

1.4.1.5.2. Desventajas

Las desventajas de un sistema aporticado son:

- La flexibilidad que presenta cuando ocurren grandes desplazamientos
- La longitud de las vigas es limitada.
- Puede presentar problemas de pandeo en las columnas.

1.4.2. Cargas

En el desarrollo de este proyecto, se considerarán tanto las cargas muertas como las cargas vivas. La inclusión de ambas categorías de carga es fundamental para garantizar un diseño estructural completo y preciso que tome en cuenta tanto el peso permanente de la estructura como las cargas variables que esta pueda experimentar en su uso normal. Este enfoque integral garantizará la seguridad y la funcionalidad de la edificación final.

Carga muerta

Carga muerta son los elementos permanentes como la estructura, los muros, pisos, etc. Además de las cargas estructurales, también se debe tomar en cuenta los recubrimientos del piso, las instalaciones y las paredes puesto que producen sobrecargas. La unidad de análisis para la obtención del peso es de 1m².

Carga viva

Se considera carga viva aquellas que surgen por el uso y ocupación que tendrá la estructura.

1.4.2.1. Carga muerta según la Normas de Ecuador y Perú.

Por parte de Ecuador la norma NEC-SE-CG trata el tema de las cargas muertas. En Perú la norma que trata las cargas muertas es la norma E .020. Tanto la norma de Ecuador como la de Perú clasifican la carga muerta en función del peso unitario del material. Por lo tanto, los valores que utiliza cada norma en la mayoría son iguales o en algunos casos muy similares.

Tabla 3. Pesos unitarios según la NEC-SE-CG-15 (kN/m³).

Adobe	16.0
Amianto-cemento	20.0
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.0
Ladrillo artesanal	16.0

Fuente: NEC-SE-CG-15 [6].

Tabla 4. Carga viva según E .020 (kN/m³).

Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de albañilería cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de albañilería cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	16,0 (1600)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)

Fuente: NEC-SE-CG-15 [6].

1.4.2.2. Carga muerta según la Normas de Ecuador y Perú.

Tanto para Ecuador como Perú, las normas que tratan las cargas muertas, también se encargan de determinar las cargas vivas, es decir la NEC-SE-DS por parte de Ecuador y la E.020 por parte de Perú. Las dos normas determinan una carga viva de diseño 2kPa cuan la edificación esta destina para vivienda.

1.4.3. Propiedades de los materiales

1.4.3.1. Resistencia a la compresión del hormigón

La resistencia a compresión para las estructuras de concreto con reforzamiento de acero que estable la NEC-15 son:

- f'_{Cmin} : 21 MPa
- f'_{Cmax} : 35 MPa

Según la E .060 establece:

- f'_{Cmin} : 17 MPa
- f'_{Cmax} : 35 MPa

1.4.3.2. Módulo de elasticidad del hormigón

Se puede definir como la relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria. De los diferentes ensayos realizados en Ecuador, se ha determinado que para modelos elásticos se tiene que:

$$E_c = 12500 \sqrt{f'c}$$

Tabla 5. Simbología para calcular el módulo de elasticidad (Ecuador).

Simbología	Descripción	Unidades
E_c	Módulo de elasticidad	kg/cm ²
$f'c$	Resistencia del hormigón	kg/cm ²

Elaborado por: Carlos Villacís

Mientras que para el Perú se tiene el siguiente módulo elástico:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$$

Tabla 6. Simbología para calcular el módulo de elasticidad (Perú)

Simbología	Descripción	Unidades
E_c	Módulo de elasticidad	kg/cm ²
$f'c$	Resistencia del hormigón	kg/cm ²

Elaborado por: Carlos Villacís

1.4.4. Diseño Basado en fuerzas (DBF) NEC-15

El procedimiento utilizado para el diseño basado en fuerzas con respecto a diseños sísmo resistentes indica que la respuesta elástica de la aceleración elástica es determinada, con la finalidad de obtener una aceleración de diseño modificada se reduce la aceleración elástica determinada mediante un factor de fuerzas. Una vez que se tiene esta aceleración modificada se pueden determinar las fuerzas que van a actuar en el diseño. La NEC-15 incita a usar esta metodología de forma obligatoria sin importar el tipo de estructura.

El método para realizar el diseño basado en fuerzas se puede resumir en:

- Determinación del periodo límite elástico de la estructura
- Estimación de la rigidez
- Definición de la acción sísmica
- Periodo fundamental de la estructura
- Cortante basal

- Determinación de las cargas laterales en cada piso
- Cálculo de fuerzas cortantes y momentos

1.4.4.1. Objetivos generales y requisitos

El diseño basado en fuerzas (DBF) es soportar fuerzas laterales, las cuales son representaciones de los sismos. El requisito fundamental del DBF es calcular las cargas interiores que actúan sobre los elementos estructurales de una edificación, estos cálculos son necesario para poder garantizar que los elementos tendrán un comportamiento adecuado al momento que se presenten fuerzas sísmicas.

1.4.4.2. Filosofía de diseño

El diseño sismo resistente no es construir estructuras a prueba de sismos que no sufran ningún tipo de daño durante la presencia de sismos de gran magnitud, puesto que este tipo de estructuras serian demasiado robustas y también tendrían un elevado costo de construcción. Las estructuras se desean diseñar con la finalidad de soportar sismos de gran magnitud aun que presenten daños una vez que ha pasado el sismo teniendo, así como principal objetivo la seguridad de las personas que habitan dichas estructuras.

1.4.4.2.1. Requisitos mínimos de diseños

Los requisitos mínimos que se deberán tener en consideración durante el presente trabajo son:

- Durante la presencia de sismos de magnitud leve, la parte estructural no debe presentar ningún tipo de daño; en cuanto a la mampostería y otros elementos de la estructura que no soportan cargas pueden presentar daños que serán reemplazables.
- Durante la presencia de sismos de magnitud moderada, la parte estructural puede presentar daños reparables; en cuanto a la mampostería y otros elementos de la estructura que no soportan cargas pueden presentar daños que serán reemplazables.
- Durante la presencia de sismos de magnitud alta, la parte estructural puede llegar a presentar daños irreparables, sin embargo, el edificio no debe colapsar durante la presencia del sismo.

1.4.4.3. Método de Análisis

El método de análisis estructural es importante debido a que este análisis ayuda a tener una buena interpretación sobre cómo será la respuesta del edificio al momento de presentarse un evento sísmico. Una vez que se obtengan los resultados y se los analice de manera detallada, se puede determinar si la respuesta que tuvo la edificación frente a la presencia del sismo es apropiada o no, y a partir de estos resultados poder establecer como se comportara la edificación ante la presencia de eventos sísmos.

Para el presente trabajo se utilizará el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) puesto que es un método utilizado por la norma de Ecuador y Perú, este método es un análisis de un diseño elástico de una estructural frente a una respuesta de una aceleración reducida [7].

1.4.4.3.1. Análisis Lineal

Según la NEC-SE-RE (NEC-15, 2015), establece dos metodologías de análisis. Establece el método de análisis estático lineal y dinámico espectral, la NEC-SE-RE establece que los dos métodos se los debe aplicar sin importar la clasificación de la estructura a excepción de las estructuras totalmente regulares, este método realiza la simulación de la presencia de sísmos como fuerzas laterales aplicadas al nivel de las losas puesto que en esta sección se presenta una acumulación de masas, estas fuerzas laterales deben ser aplicadas en un porcentaje adecuado al número de pisos [8].

1.4.4.3.1.1. Estático lineal (NEC-15)

El análisis lineal basado en fuerzas se aplicará en estructuras regulares e irregulares. El factor z que se lo utilizará para definir la PGA, y así mismo el espectro de aceleración.

1.4.4.3.1.2. Análisis Dinámico lineal – Modal espectral

Según la NEC-SE-RE (NEC-15, 2015), para el análisis dinámico lineal se deberá usar el espectro de aceleraciones, o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro. Este método es obligatorio para las estructuras que se clasifiquen como estructuras irregulares.

Los factores considerados para el análisis dinámico lineal son:

- Z: Factor de la zona sísmica.
- Tipo de suelo en la zona de estudio.

- Coeficiente de amplificación del suelo: F_a , F_d , F_s .

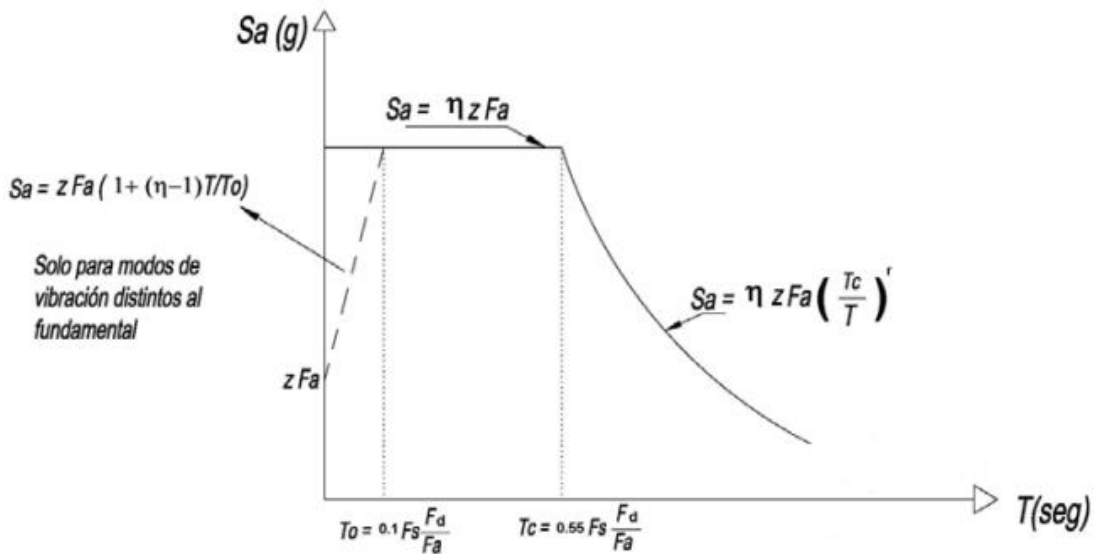


Figura 7. Espectro de aceleraciones.

Fuente: NEC-SE-DS [1].

1.4.5. Diseño basado en fuerzas (DBF) NTE E.030.

El diseño basado en fuerzas determinado por la Norma Técnica E.030 del Perú considera los análisis estático y modal espectral, a continuación, se detalla cada uno de estos análisis [2].

1.4.5.1. Análisis estático

Este método se basa en representar las fuerzas sísmicas que actúan en el centro de masas en los respectivos niveles de la estructura. Además, con este método se pueden analizar todos los tipos de estructuras que se encuentran dentro de la zona sísmica 1, sin importar si estas estructuras son regulares o irregulares, para el resto de las zonas sísmicas las estructuras se deben cumplir con el siguiente requisito:

- Para estructuras regulares la altura no debe ser mayor de 30 m de altura y para muros portantes de concreto armado no más de 15 m de altura sin importar si son regulares o irregulares [2].

1.4.5.1.1. Fuerza cortante

La fuerza cortante total (V) en la base de la estructura es:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Tabla 7. Simbología para determinar el cortante basal

Simbología	Descripción
Z	Factor de zona
U	Factor de uso
C	Factor de amplificación sísmica
S	Factor de reducción de resistencia sísmica
R	Coficiente de reducción de fuerzas sísmicas
P	Peso total de la estructura

Fuente: Norma Técnica E.030-20 [2].

Valor de C/R se tiene:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

1.4.5.1.2. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Para calcular las fuerzas sísmicas en cualquier nivel se usa la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k}$$

Tabla 8. Simbología para calcular la distribución de fuerzas sísmica en la altura

Simbología	Descripción	Unidades
<i>n</i>	Número de pisos	-
<i>k</i>	Exponente relacionado con T	-

Fuente: NTE E.030 [2].

Los valores que puede tener K están relacionados con el periodo que tiene la estructura y se lo establece utilizando lo especificado en **Tabla 9** que se muestra a continuación:

Tabla 9. Simbología para determinar K

Simbología	Descripción
T	Si $T \leq 0.5$ s entonces $K = 1$
T	Si $T > 0.5$ s entonces $K = (0.75+0.5*T)$

Fuente: NTE E.030 [2].

1.4.5.1.3. Período fundamental de vibración

Para determinar el período fundamental de vibración se utiliza la expresión presentada a continuación:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Tabla 10. Simbología para determinar C_T

Simbología	Descripción	
$C_T:35$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:	Pórticos de concreto armado sin muros de corte
		Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento
$C_T:45$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:	Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores
		Pórticos de acero arriostrado
$C_T:60$	Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.	

Fuente: NTE E.030 [2].

Se asumirá el periodo fundamental de la estructura como 0.85 cuando no se considere la rigidez de los elementos en el análisis. [2].

1.4.5.1.4. Fuerza Sísmicas Verticales

La Norma E.030 considera la fuerza sísmica vertical como una fracción del peso, para determinar esta fuerza sísmica vertical se usará $2/3 \cdot Z \cdot U \cdot S$.

1.4.5.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

Todo tipo de edificación se puede diseñar mediante los resultados que se obtienen de los análisis dinámicos por combinación modal espectral [2].

1.4.5.2.1. Modos de Vibración

- Una forma de determinar los modos de vibración es usar procedimientos de análisis en los cuales se considere la distribución de las masas y también debe considerar las características de rigidez [2].
- Se toma en cuenta los modos de vibración donde la suma de las masas efectivas sea al menos el 90% de la masa total [2].

1.4.5.2.2. Aceleración Espectral

El espectro inelástico de pseudo-aceleraciones está definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para realizar el análisis en la dirección vertical se usará la expresión indicada en la sección 1.4.5.1.4, considerando los valores de C, para la zona que tenga un periodo muy corto se debe realizar la siguiente consideración:

Si

$$T < 0.2 * T_p$$

Entonces

$$C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

1.4.5.2.3. Criterios de Combinación

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) puede determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo [2].

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i * p_{ij} * r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas, los coeficientes de correlación están dados por:

$$p_{ij} = \frac{8 * \beta^2 * (1 + \lambda) * \lambda^3}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 * \beta^2 * \lambda * (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{w_j}{w_i}$$

Tabla 11. Simbología para determinar los coeficientes de correlación

Simbología	Descripción
β_i	Fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05
w_i, w_j	Frecuencias angulares de los modos i, j

Fuente: E.030 [2].

1.4.5.2.4. Fuerza Cortante Mínima

La fuerza cortante mínima del primer entrepiso no debe ser menor al 80% del valor calculado, en el caso de las estructuras irregulares, esta fuerza cortante debe ser mayor o igual al 90% [2]. En caso de que se necesite incrementar la fuerza de cortante para cumplir con la fuerza de cortante mínima se debe escalar proporcionalmente los otros resultados que se han obtenido, con excepción de los desplazamientos [2].

2. METODOLOGÍA

El método que utilizado es el diseño basado en fuerzas (FBD) siguiendo las especificaciones indicadas en la NEC-SE-DS para el modelamiento de la estructura de Ecuador, mientras que para el modelamiento de la estructura de Perú se utilizará la Norma NTE E.030, puesto que este diseño es obligatorio para todo tipo de estructuras sismo resistentes en los respectivos países.

Además, en este capítulo se incluirá una breve explicación de la disposición estructural que tendrá la estructura, también se realizará el análisis y comparación entre las inercias de losas macizas y losas aliviadas, el prediseño de la losa alivianada, el prediseño para las secciones de las vigas y columnas según los especificado en el ACI-318 (2019).

2.1. Descripción de la configuración estructural

El edificio que se ha utilizado para el presente estudio es una edificación tipo pórtico, el principal material de construcción es concreto armado, esta edificación cuenta con 5 pisos. Se realizará una modelación para la ciudad de Macará y otra modelación para la ciudad de Ayabaca, este edificio estará destinado a un uso mixto de tipo comercial y multifamiliar. Esta edificación cuenta con paredes gruesas armadas con bloques de 20x40x20cm y paredes delgadas armadas con bloques de 20x40x15cm, se hace esta especificación puesto que intervienen directamente en el cálculo para la carga muerta.



Figura 8. Fachada Norte

Elaborado por: Carlos Villacís



Figura 9. Fachada Oeste

Elaborado por: Carlos Villacís

Las dimensiones con las que cuenta esta edificación son de 18m en sentido longitudinal y transversal, la altura del primer entrepiso es de 3.60m, mientras que los siguientes pisos tienen una altura de entre pisos de 3.20m. La altura total del edificio es de 16.40m.

La planta baja está conformada por un gimnasio, una tienda de víveres, un local comercial, una oficina, una sala de juntas y un vestíbulo.

Tabla 12. Especificaciones de edificación planta baja

Descripción	Longitudinal (m)	Transversal (m)	Área (m²)
Gimnasio	12.58	8.30	85.01
Local Comercial	3.50	9.50	33.25
Oficina	5.61	3.80	21.32
Sala de juntas	6.20	3.60	22.32
Tienda Víveres	5.00	2.90	14.50
Vestíbulo	8.80	10.70	94.16

Elaborado por: Carlos Villacís

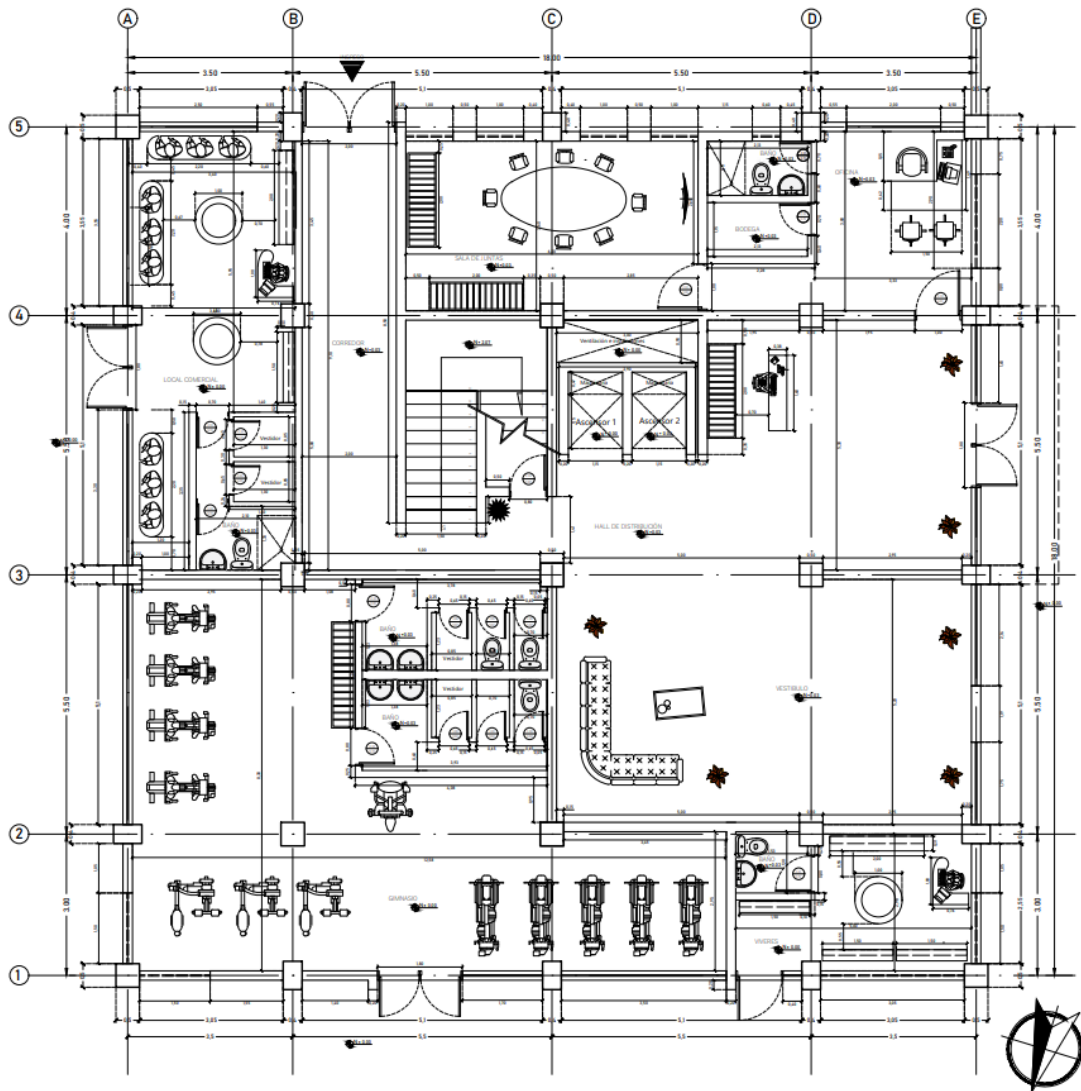


Figura 10. Planta Arquitectónico-baja

Elaborado por: Carlos Villacís

Para los siguientes pisos se tiene una distribución de cuatro apartamentos por piso. Cada apartamento cuenta con un dormitorio máster con baño, cocina-comedor, balcón, sala y baño. Cada apartamento cuenta con un área total de 69.5m².

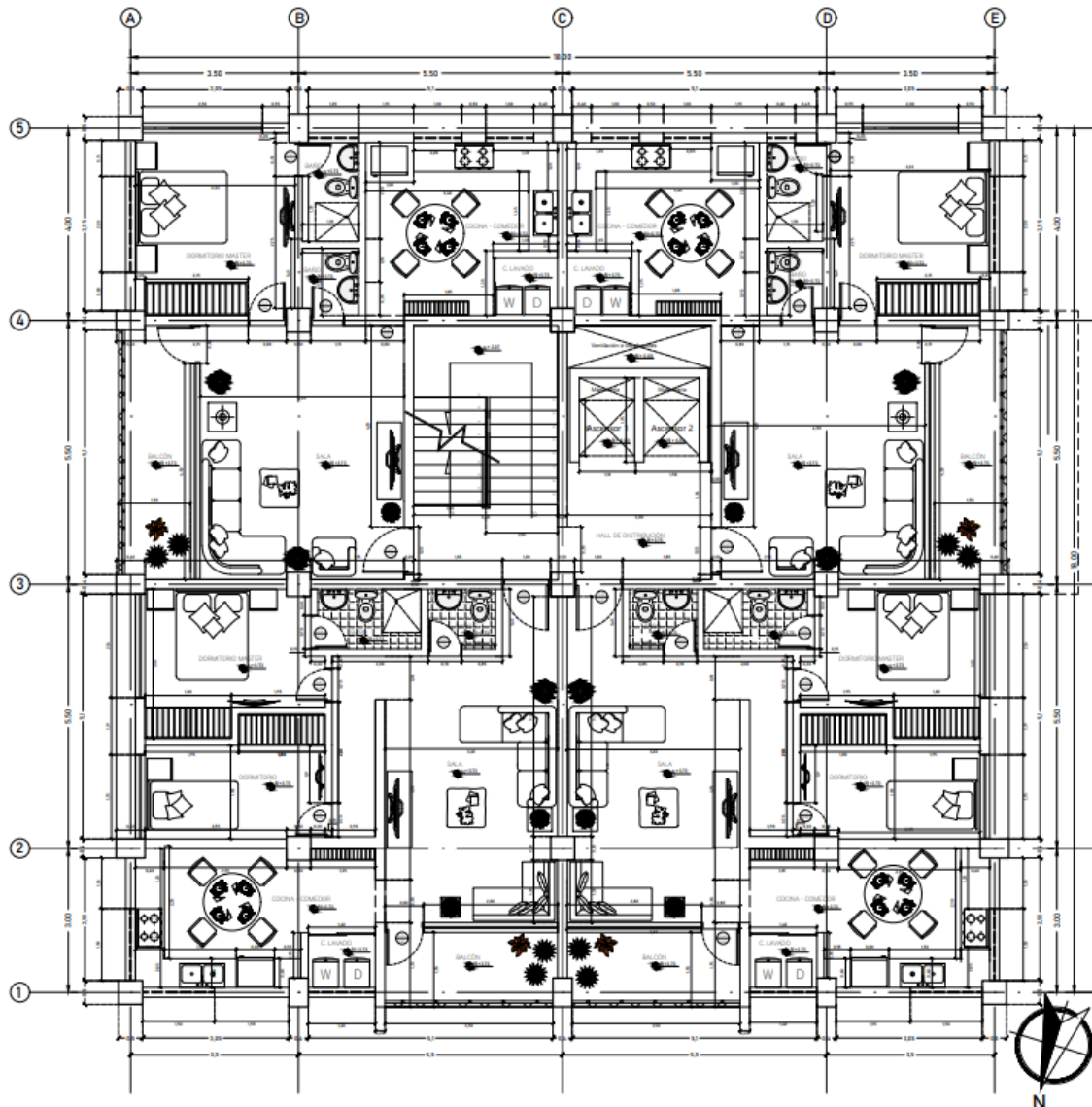


Figura 11. Planta Arquitectónica tipo.

Elaborado por: Carlos Villacís

2.2. Descripción de los materiales a utilizar

2.2.1. Hormigón

El hormigón es un material con usos múltiples en estructuras como: puentes, vías y edificios. Para el hormigón se utiliza peso específico equivalente a 2400 kg/cm^3 , aunque este dato puede variar debido a la variación en los rasgos de los agregados que se utilización al momento de su elaboración. La resistencia a la compresión del hormigón utilizado es de 21 MPa. En cuanto al módulo de elasticidad se utilizará la siguiente expresión según la ubicación de la estructura:

Para Ecuador el módulo de elasticidad es:

$$E_c = 12500 \sqrt{f'_c}$$

Para Perú el módulo de elasticidad es:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

2.2.2. Acero de refuerzo

Se usará una resistencia a la fluencia (F_y) igual a 420 MPa, con un módulo de elasticidad (E_s) de 2100000 kg/cm² y peso específico de 7850 (kg/cm³). Este acero de refuerzo se va a utilizar para los modelos realizados para Ecuador y Perú.

2.3. Análisis de cargas

2.3.1. Carga Muerta

Las cargas muertas están conformadas por los elementos que están en la estructura de forma permanente como, por ejemplo: la mampostería, las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias. Puesto que las normas de Ecuador y Perú utilizan los mismos principios para realizar el análisis de las cargas muertas, se va a utilizar la misma carga en los modelos de Ecuador y Perú.

Para la mampostería se utilizará bloques de 20x40x15cm para paredes delgadas y 20x40x20cm para paredes gruesas con un mortero de 1.5cm de espesor.

Tabla 13. Área de la planta baja

Planta baja					
Longitud de paredes delgada	30.1	m	Longitud de paredes delgada	85.2	m
Altura entre piso	3.6	m	Altura entre piso	3.6	m
Área Losa	324	m ²	Área Losa	324	m ²

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 14. Peso de paredes delgadas

Número de bloque por m ²	12.50	
Volumen Bloque por m ²	0.01	m ³ /m ²
Volumen Mortero por m ²	0.02	m ³ /m ²
Enlucido	0.04	Kg/m ²
Peso Bloque (20x40x15)	0.30	T/m ²
	1.09	T/m
Peso total de paredes delgadas	32.71	T

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 15. Peso de paredes gruesa y peso total de paredes delgadas y gruesas.

Número de bloque por m ²	12.50	
Volumen Bloque por m ²	0.02	m ³ /m ²
Volumen Mortero por m ²	0.02	m ³ /m ²
Enlucido	0.04	Kg/m ²
Peso Bloque (20x40x20)	0.38	T/m ²
	1.35	T/m
Peso total de paredes	115.09	T

Elaborado por: Carlos Villacís

El peso repartido sobre la losa para la planta baja es 0.46 T/m².

Tabla 16. Área de la planta tipo

Planta tipo					
Longitud de paredes delgada	70	m	Longitud de paredes delgada	96	m
Altura entre piso	3.2	m	Altura entre piso	3.2	m
Área Losa	324	m ²	Área Losa	324	m ²

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 17. Peso de paredes delgadas

Número de bloque por m ²	12.50	
Volumen Bloque por m ²	0.01	m ³ /m ²
Volumen Mortero por m ²	0.02	m ³ /m ²
Enlucido	0.04	Kg/m ²
Peso Bloque (20x40x15)	0.30	T/m ²
	0.97	T/m
Peso total de paredes delgadas	67.44	T

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 18. Peso de paredes gruesa y peso total de paredes delgadas y gruesas.

Número de bloque por m ²	12.50	
Volumen Bloque por m ²	0.02	m ³ /m ²
Volumen Mortero por m ²	0.02	m ³ /m ²
Enlucido	0.04	Kg/m ²
Peso Bloque (20x40x20)	0.38	T/m ²
	1.20	T/m
Peso total de paredes	115.97	T

Elaborado por: Carlos Villacís

El peso repartido sobre la losa para la planta tipo es de 0.56 T/m².

2.3.2. Carga Viva

Las cargas vivas se definen en función del uso que se le va a destinar a la estructura, puesto que la estructura está destinada para vivienda se utiliza 2.00 kN/m² tal y como indica la NEC-SE-CG. De igual manera la norma E.020 indica que para edificios multifamiliares se debe utilizar una carga de 2.00 kN/m². Por lo tanto, se va a utilizar la misma carga viva de 2.00 kN/m² para el modelamiento realizado en Ecuador y Perú.

2.3.3. Resumen de cargas

Las cargas que se utilizaron en el presente trabajo se las expone en la **Tabla 19**:

Tabla 19. Resumen de cargas para Ecuador y Perú

Resumen de cargas	
Descripción	T/m²
Planta Baja	
Carga Muerta	
Mampostería	0.46
Peso propio de la losa	0.25
Total de carga muerta	0.71
Carga Viva	
Vivienda	0.20
Total de carga viva	0.20
Planta Tipo	
Carga Muerta	
Mampostería	0.56
Peso propio de la losa	0.25
Total de carga muerta	0.81
Carga Viva	
Vivienda	0.20
Total de carga viva	0.20

Elaborado por: Carlos Villacís

2.4. Predimensionamiento de elementos

Como ya se indicó en el capítulo 1, la filosofía de diseño que se sigue es esta basado en el código ACI – 318 (2019), la cual establece la filosofía de diseño que establece un tipo de conexión columna fuerte-viga débil, y es tomado en cuenta en los países de Ecuador y Perú.

2.4.1. Predimensionamiento de losa

En el predimensionamiento se estableció que la losa trabajará en dos direcciones según los procedimientos establecidos en el ACI – 318 (2019). Además, se asume un $\alpha_{tm} \geq 2.0$, con esto se establece que se tiene una viga peraltada.

Tabla 20. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones

α_{fm}	Espesor mínimo, h, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1.		(a)
$0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de :	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fm} \geq 2.0$	Mayor de :	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

Fuente: ACI – 318 (2019) [9]

Para realizar los cálculos se trabajó con el mayor de los literales d y e.

Tabla 21. Espesor mínimo para losa

Primera Revisión					
L=	5.5	m	Lcorta=	3.5	m
Ln=	5.25	m	Ln=	3.25	m
Fy=	420	MPa			
β =	1.62	< 2	Como $\beta < 2$, entonces la losa trabaja en dos direcciones		
h=	0.11	m			
h_{adop} =	0.11	m			
h_{adop} =	0.15	m			

Elaborado por: Carlos Villacís

Después de haber seleccionado una altura de 0.11m para la losa maciza, hemos decidido llevar a cabo el diseño de una losa alivianada con una altura de 0.20m. El propósito principal de esta modificación es reducir la carga total que la estructura tendría que soportar. Esta adaptación permitirá optimizar el rendimiento estructural y, al mismo tiempo, garantizará una mayor eficiencia en el uso de los recursos disponibles.

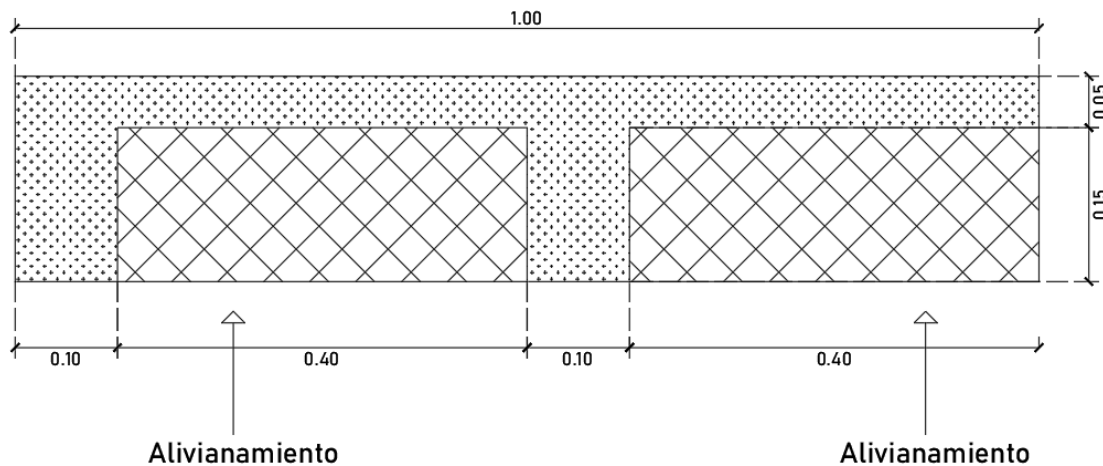


Figura 12. Losa Aliviana

Elaborado por: Carlos Villacís

Ahora, se compara la inercia de la losa maciza con una altura de 0.11m y una losa alivianada con las dimensiones establecidas medidas en la **Figura 12**.

$$I_{maciza} = 11091.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{alivianada} = 25416.67 \text{ cm}^4$$

Al momento de revisar las inercias de la losa maciza y alivianada se observa que la losa alivianada tiene una mayor inercia y una de las condiciones que debe cumplir la losa alivianada para asegurar que es un buen predimensionamiento es que la inercia de la losa maciza sea menor a la inercia de la losa alivianada.

2.4.2. Peso propio de la losa

El peso propio de la losa maciza es de 0.27 T/m², mientras que el peso propio de la losa alivianada es de 0.25 T/m², comparando con el peso de las dos losas se puede analizar que la losa alivianada tiene un 92.59% del peso de la losa maciza lo cual representa una mejora para el peso de la estructura considerando que la altura de la losa alivianada es de 20cm.

2.4.3. Predimensionamiento de vigas

El proceso que se siguió para las dimensiones de las vigas son las recomendaciones establecidas por el ACI – 318 (2019), la cual especifica que para zonas sísmicas es recomendable que la base mínima de la viga no sea menor de 30cm. Teniendo esto en cuenta se procedió a calcular la altura mínima para la viga.

Tabla 22. Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simply supported	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: ACI – 318 (2019)

2.4.3.1. Primer Criterio

Después de analizar las vigas presentes en la estructura se procedió a seleccionar la viga con el caso más crítico, la viga seleccionada fue la viga del Eje 5, que cuenta con una longitud de 3.5 m y es una viga con un extremo continuo.

h_{\min} de la viga:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{5.5}{18.5} = 0.3 \text{ m}$$

Del análisis realizado se obtiene una viga de 30x30cm.

2.4.3.2. Segundo Criterio

El segundo criterio adoptado para el calcular las dimensiones de las vigas se basa en considerar la distribución de carga triangular y trapezoidal de la losa a las vigas. Para realizar el predimensionamiento de la viga se utiliza el proceso indicado a continuación:

- Realizar la distribución de cargas trapezoidal y triangulares en la losa.
- Seleccionar los ejes más críticos para realizar el predimensionamiento de las vigas.
- Identificar la longitud larga y corta de la losa, el tipo de carga que transmite la losa a la viga, transformación de carga triangular a carga rectangular (q_u).
- Representar cargas triangulares transformadas en las cargas rectangulares.
- Calcular los momentos generados por las cargas rectangulares
- Identificar la longitud larga y corta de la losa, el tipo de carga que transmite la losa a la viga, transformación de carga triangular a carga rectangular (q_u).
- Representar cargas triangulares transformadas en las cargas rectangulares.
- Calcular los momentos generados por las cargas rectangulares

Después de tener los momentos se procede a realizar las combinaciones para encontrar el momento máximo. Para los momentos se tiene las siguientes combinaciones:

Tabla 23. Combinaciones para determinar momentos

C1	$1.4 \cdot D$
C2	$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$

Fuente: NEC-SE-CG [6]

2.4.3.2.1. Resistencia a flexión

El ACI – 318 (2019) establece que el momento último requerido debe ser menor o igual al momento nominal, es decir:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Tabla 24. Simbología para la resistencia a flexión

M_u	Momento último requerido
M_n	Momento nominal
ϕ	Factor reducción de resistencia igual a 0.9

Fuente: ACI – 318 (2019) [9]

Para encontrar el momento nominal se utiliza la siguiente expresión proporcionada por el MIDUVI-SGR-15 [10]

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Tabla 25. Simbología para calcular el momento nominal

Simbología	Descripción	Unidades
A_s	Área de refuerzo longitudinal	cm ²
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
d	Peralte efectivo de la viga	cm
f'_c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
b	Base de la viga	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

Para calcular el acero en función de la cuantía el ACI – 318 (2019) indica la siguiente ecuación:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Tabla 26. Simbología para calcular A_s

Simbología	Descripción	Unidades
ρ	Cuantía balanceada	-
b	Base de la viga	cm
d	Peralte efectivo de la viga	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

Usando las expresiones del momento nominal y del acero se puede despejar el peralte de la viga, donde se tendría la siguiente expresión:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \cdot \rho \cdot b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c}\right)}}$$

Cada uno de los componentes ya fueron explicados anteriormente. Al peralte efectivo que se obtenga se le debe sumar 6 cm del recubrimiento puesto que el peralte efectivo solo toma en cuenta hasta el centroide de la varilla de acero en tensión.

2.4.3.3. Ejemplo de cálculo de predimensionamiento de vigas

Ahora se procede a realizar un ejemplo de cálculo en base a las vigas del eje C. El segundo criterio adoptado para el predimensionamiento de las vigas se basa en considerar la distribución de carga triangular y trapezoidal de la losa a las vigas. A continuación, se indica el proceso utilizado en el predimensionamiento de las vigas:

- Realizar la distribución de cargas trapezoidal y triangulares en la losa.

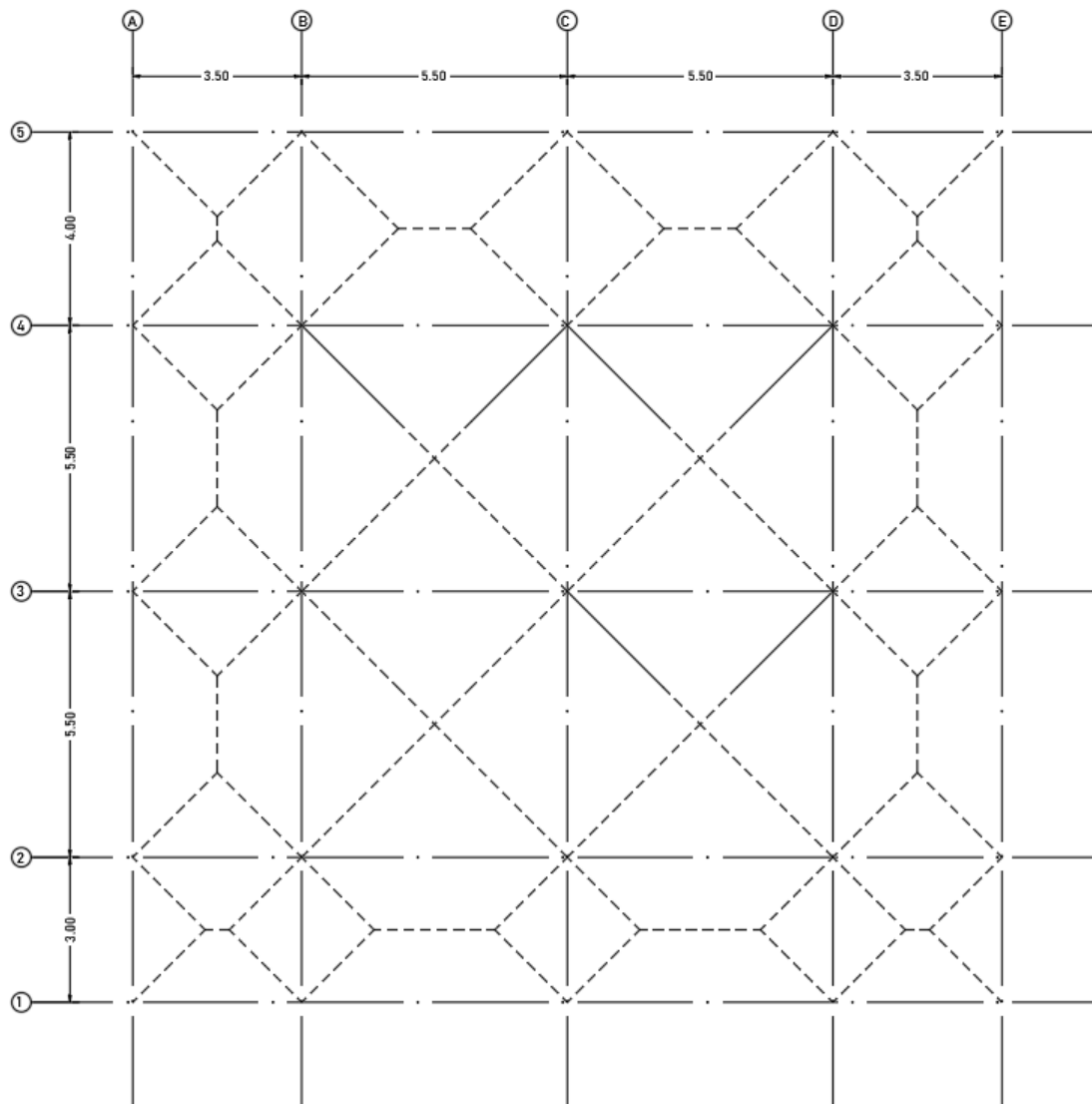


Figura 13. Distribución de cargas de la losa a la viga

Fuente: (Carlos Villacís)

- Seleccionar los ejes más críticos

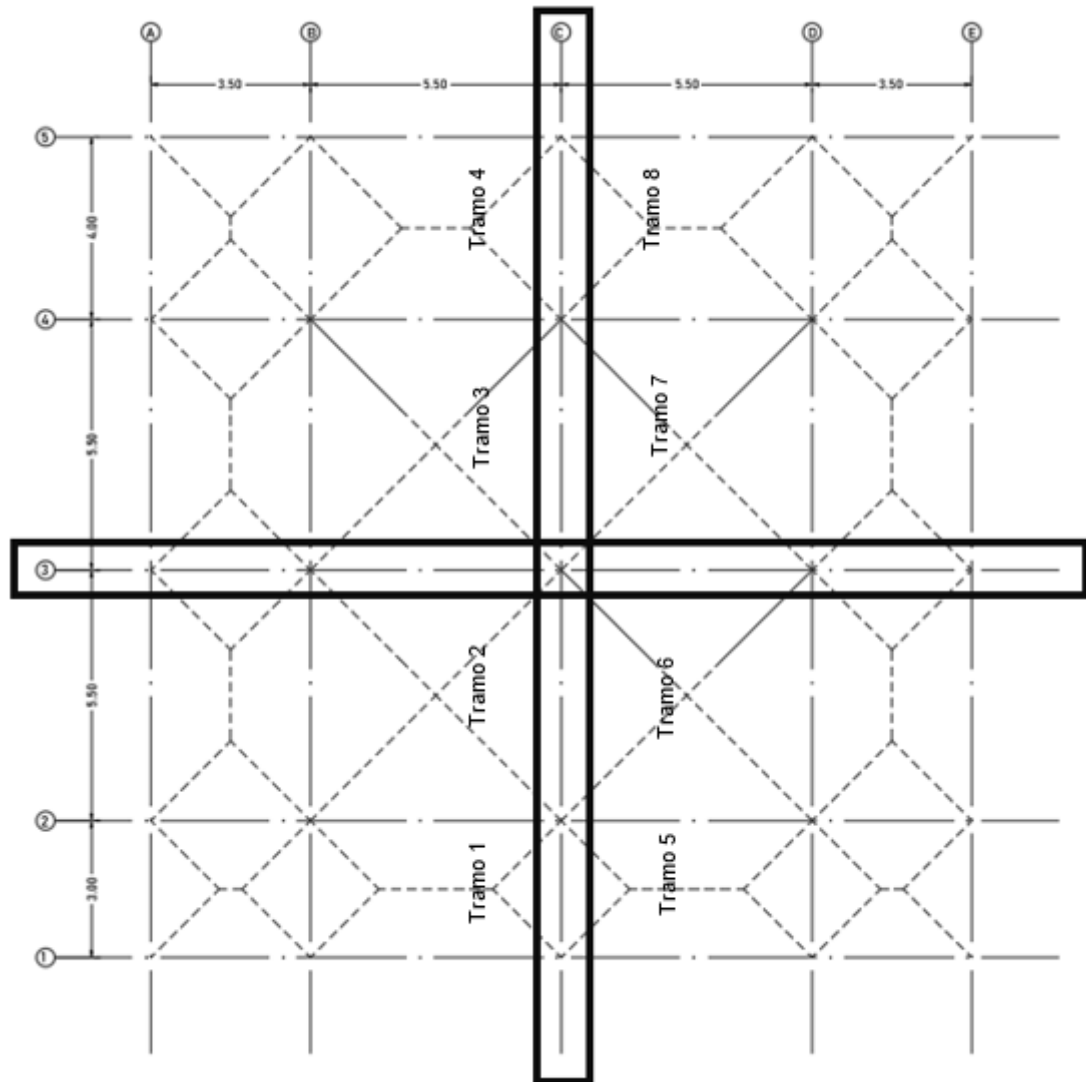


Figura 14. Selección de los ejes más críticos (Eje C y Eje 3).

Elaborado por: Carlos Villacís

- Identificar la longitud larga y corta de la losa, el tipo de carga que transmite la losa a la viga, transformación de carga triangular a carga rectangular (q_u), estos datos se pueden identificar en la **Tabla 27** y **Tabla 28** para cada tramo.

Con respecto al Eje C se tiene:

Carga muerta

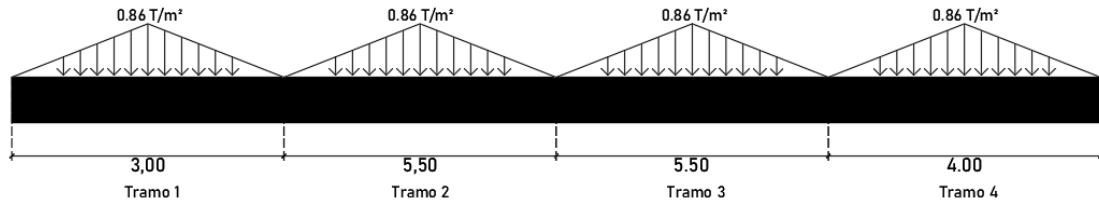


Figura 15. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 27. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q_u).

Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4		
LC	3	m	LC	5.5	m	LC	5.5	m	LC	4	m
LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m
Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular	
m1	0.55		m1	1		m1	1		m1	0.73	
s	3	m	s	5.5	m	s	5.5	m	s	4	m
q_u	0.86	(T/m)	q_u	1.57	(T/m)	q_u	1.57	(T/m)	q_u	1.15	(T/m)

Elaborado por: Carlos Villacís

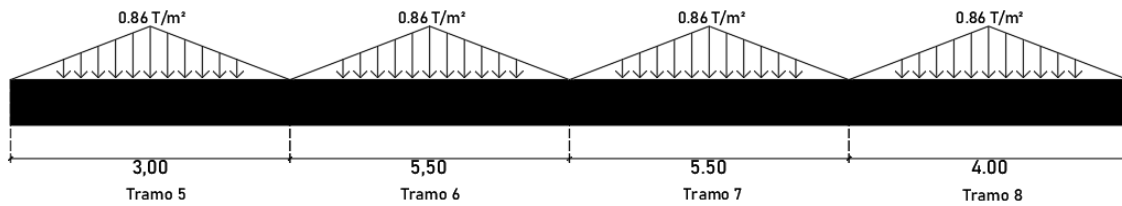


Figura 16. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 28. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q_u).

Tramo 5			Tramo 6			Tramo 7			Tramo 8		
LC	3	m	LC	5.5	m	LC	5.5	m	LC	4	m
LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m
Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular	
m1	0.55		m1	1		m1	1		m1	0.73	
s	3	m	s	5.5	m	s	5.5	m	s	4	m
q_u	0.86	(T/m)	q_u	1.57	(T/m)	q_u	1.57	(T/m)	q_u	1.15	(T/m)

Elaborado por: Carlos Villacís

- Representar cargas triangulares transformadas en las cargas rectangulares.

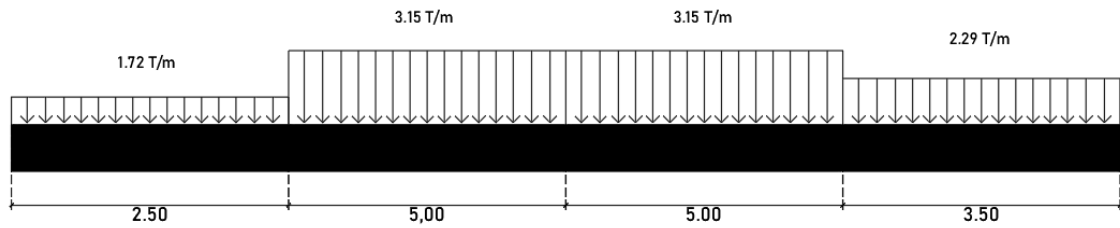


Figura 17. Carga rectangular con su respectiva longitud efectiva

Elaborado por: Carlos Villacís

- Calcular los momentos generados por las cargas rectangulares

Tabla 29. Momentos ocasionados por la carga muerta

Distancia (m)	0.00	1.25	2.50	2.50	5.00	7.50	7.50	10.00	12.50	12.50	14.25	16.00
Mu (-) T.m	0.67		2.42	4.03		7.16	7.16		5.17	4.14		1.75
Mu (+) T.m		0.77			4.92			4.92			2.00	

Elaborador por: Carlos Villacís

Para la carga viva se realiza un procedimiento similar

- Identificar la longitud larga y corta de la losa, el tipo de carga que transmite la losa a la viga, transformación de carga triangular a carga rectangular (q_u), estos datos se pueden identificar en la **Tabla 30** y **Tabla 31**.

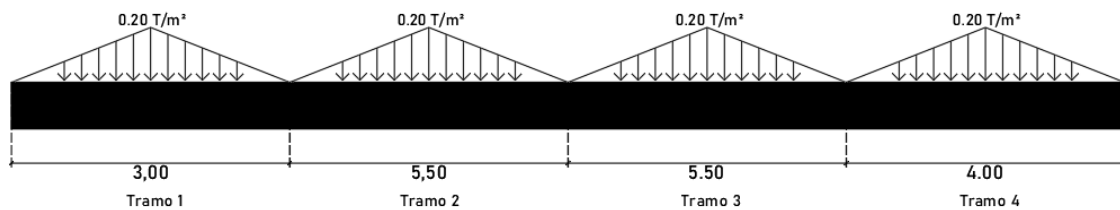


Figura 18. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 30. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q_u).

Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4		
LC	3	m	LC	5.5	m	LC	5.5	m	LC	4	m
LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m
Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular	
m1	0.55		m1	1		m1	1		m1	0.73	
s	3	m	s	5.5	m	s	5.5	m	s	4	m
q_u	0.2	(T/m)	q_u	0.37	(T/m)	q_u	0.37	(T/m)	q_u	0.27	(T/m)

Elaborado por: Carlos Villacís

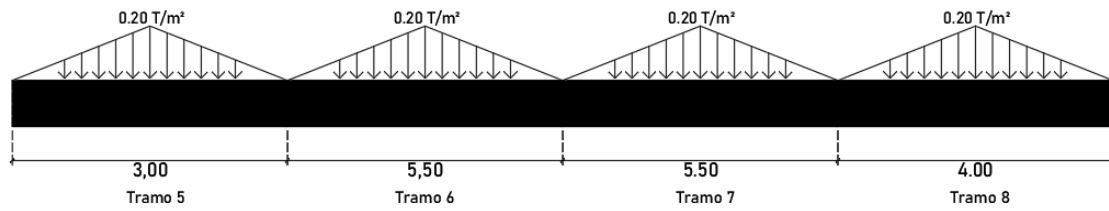


Figura 19. Carga muerta que transmite la losa a la viga del eje C

Elaborador por: Carlos Villacís

Tabla 31. Identificar la longitud corta (LC), longitud larga (LL), tipo de carga (Tipo), transformación de carga triangular a rectangular (q_u).

Tramo 5			Tramo 6			Tramo 7			Tramo 8		
LC	3	m	LC	5.5	m	LC	5.5	m	LC	4	m
LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m	LL	5.5	m
Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular		Tipo	Triangular	
m1	0.55		m1	1		m1	1		m1	0.73	
s	3	m	s	5.5	m	s	5.5	m	s	4	m
q_u	0.2	(T/m)	q_u	0.37	(T/m)	q_u	0.37	(T/m)	q_u	0.27	(T/m)

Elaborado por: Carlos Villacís

- Representar cargas triangulares transformadas en las cargas rectangulares.

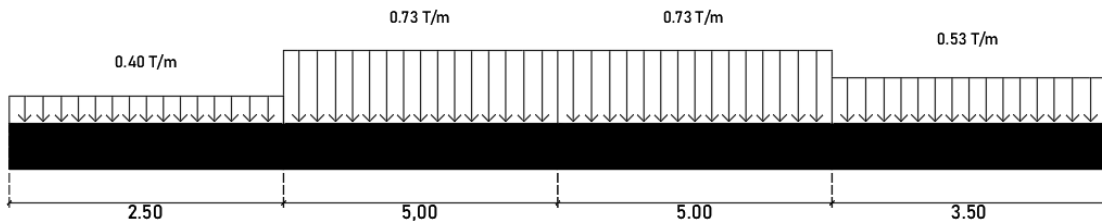


Figura 20. Carga rectangular con su respectiva longitud efectiva

Elaborador por: Carlos Villacís

- Calcular los momentos generados por las cargas rectangulares

Tabla 32. Momentos ocasionados por la carga viva

Distancia (m)	0.00	1.25	2.50	2.50	5.00	7.50	7.50	10.00	12.50	12.50	14.25	16.00
Mu (-) T.m	0.16		0.56	0.94		1.67	1.67		1.20	0.96		0.41
Mu (+) T.m		0.18			1.15			1.15			0.47	

Elaborado por: Carlos Villacís

Después de encontrar los momentos, se procede a realizar las combinaciones indicadas en la **Tabla 23** para encontrar el momento máximo, estos momentos máximos se los indica en la **Tabla 33**.

Tabla 33. Cálculo de los momentos con las combinaciones

VIGA DEL EJE 3												
MD	-1.13	1.29	-2.82	-4.03	4.92	-7.16	-7.16	4.92	-5.17	-3.1	0.49	-1.32
ML	-0.26	0.3	-0.66	-0.94	1.15	-1.67	-1.67	1.15	-1.2	-0.6	0.1	-0.26
C1	-1.58	1.8	-3.95	-5.64	6.89	-10.02	-10.02	6.89	-7.24	-4.34	0.69	-1.84
C2	-1.77	2.03	-4.43	-6.33	7.74	-11.26	-11.26	7.74	-8.13	-4.69	0.74	-1.99

Elaborado por: Carlos Villacís

De la **Tabla 33**, se obtiene que el momento máximo es igual a 11.26 T.m. Una vez que ha obtenido el momento máximo se procede a realizar el prediseño de la viga.

Datos utilizados para la revisión de capacidad de la viga:

Tabla 34. Datos para la revisión de capacidad

Simbología	Dato	Unidades
$f'c$	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
r	4	cm
$\emptyset L$	2	cm
β	0.85	
$\emptyset E$	1	cm
α	1.4	
λ	1	
\emptyset	0.75	

Elaborado por: Carlos Villacís

- V25x30

Tabla 35. Revisión de capacidad de V25x30

Simbología	Dato	Unidades
Viga	25x30	
b	25	cm
h	30	cm
d	24	cm
$A_{S_{max}}$	6.5	cm ²
Mn_{max}	5.72	T.m
$\emptyset Mn_{max}$	5.15	T.m
Mu_{max}	11.26	T.m

Elaborado por: Carlos Villacís

Dado que $\emptyset Mn_{max}$ es menor que Mu_{max} se procede a rediseñar.

- V30x40

Tabla 36. Revisión de capacidad de V30x40

Simbología	Dato	Unidades
Viga	30x40	
b	30	cm
h	40	cm
d	34	cm
$A_{s_{max}}$	11.05	cm ²
Mn_{max}	13.77	T.m
ϕMn_{max}	12.4	T.m
Mu_{max}	11.26	T.m

Elaborado por: Carlos Villacís

Dado que ϕMn_{max} es mayor que Mu_{max} se tomara como referencia la viga de 30x40.

Es importante tener en cuenta que estas vigas no son definitivas, puesto que aún hay que tener en cuenta que cumplan con el resto de los parámetros como los son el límite de deformación que puede tener este tipo de vigas, y en caso de no cumplir con algún parámetro se procederá a realizar las respectivas modificaciones.

Las secciones de vigas con las que se hará el primer diseño de la estructura serán vigas de 30x40

2.4.4. Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de columnas está basado en lo establecido por el ACI 318-19.

2.4.4.1. Consideraciones de prediseños

Para el predimensionamiento de la columna se usará la combinación de carga más crítica presentada a continuación:

$$W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$$

Para la fuerza axial última se tiene

$$P_u = W_u \cdot \text{Área aportante} \cdot \text{\#pisos}$$

Para calcular el área geométrica se tiene

$$A_g(\text{cm}^2) = \frac{P_u(\text{kg})}{80}$$

Esta expresión es válida teniendo en cuenta los siguientes factores:

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\rho = 1.5\%$

2.4.4.2. Resistencia última y nominal para fuerza axial

Para el cálculo de la fuerza axial nominal tenemos

$$P_n = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

2.4.4.3. Sección mínima de columnas

Según el ACI – 318 (2019) establece que la dimensión menor debe ser de al menos 30 cm, y la relación entre las secciones de la columna no debe ser menos de 0.4.

2.4.4.4. Ejemplo de cálculo de columna central

En la **Figura 21** se indica el área aportante de la columna central C3, de la planta baja.

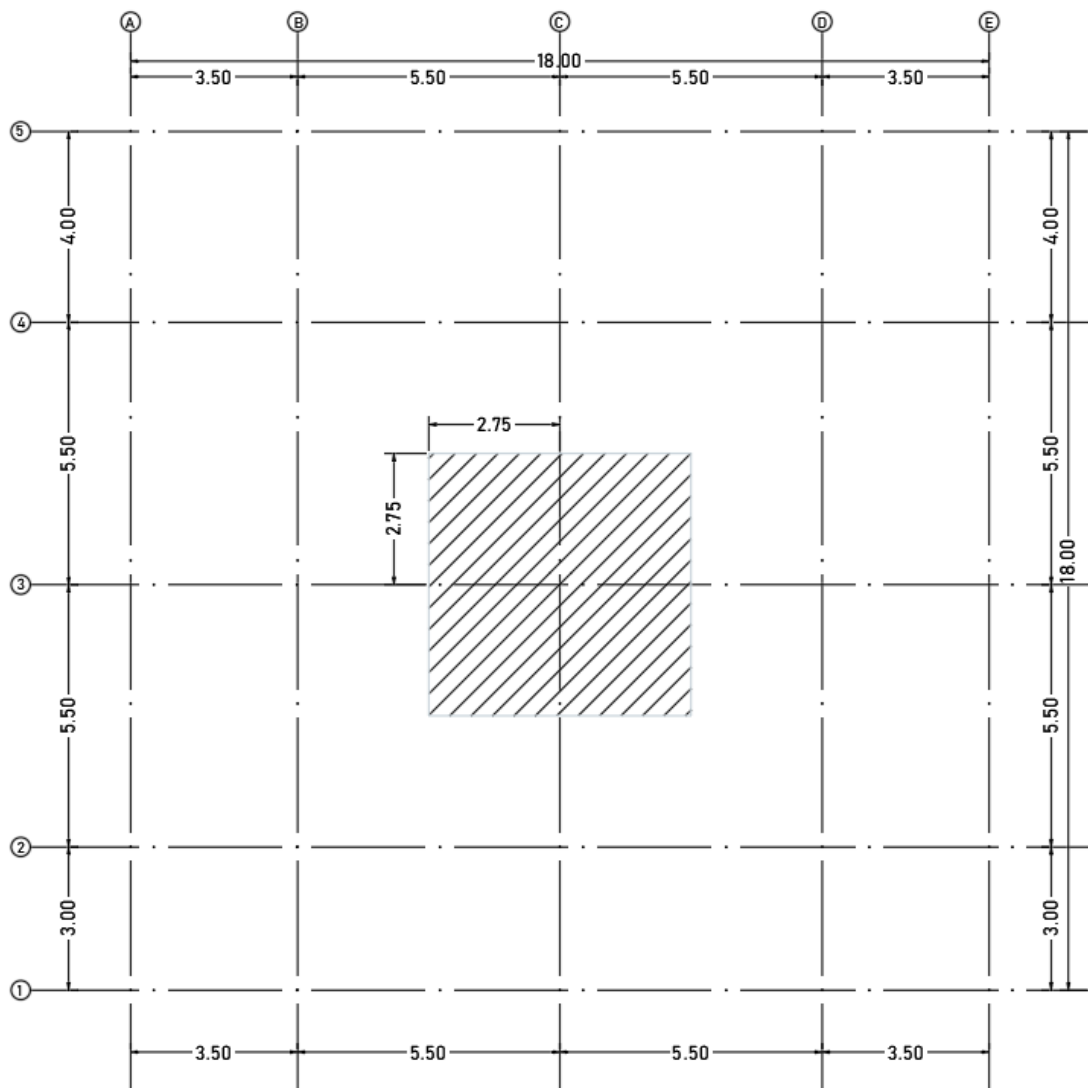


Figura 21. Área aportante de la columna C3 de la planta baja.

Fuente: (Carlos Villacís)

Carga última:

$$W_u = 999.29 \frac{kg}{m^2}$$

Fuerza axial:

$$P_u = 999.29 \frac{kg}{m^2} \cdot (5.50m \cdot 5.50m) \cdot 5 = 151142.61 kg$$

Finalmente, se obtiene el área geométrica

$$A_g = \frac{151142.61}{80} = 1889.28 cm^2$$

Considerando que es una sección cuadra se tiene:

$$h = b = \sqrt{1889.28 \text{ cm}^2} = 43.46 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm}$$

Del prediseño realizado se tiene como resultado que las dimensiones de la sección deberían ser de 45x45cm, dado que el proyecto en el plano arquitectónico permite unas dimensiones de 55x55cm se realizara la modelación con dichas secciones.

Realizando el chequeo de las secciones mínimas establecidas por el ACI – 318 (2019) se tiene:

$$L_{menor} > 30 \text{ cm} \rightarrow 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

$$\frac{L_{menor}}{L_{perpendicular}} > 0.4 \rightarrow \frac{55}{55} > 0.4 \rightarrow Ok$$

Las secciones de las columnas con las que se armara las estructura son de 55x55cm

2.4.5. Resumen del prediseño de losas, vigas y columnas.

2.4.5.1. Prediseño de losa

La sección final del predimensionamiento losa alivianada en dos direcciones se presenta a continuación:

Tabla 37. Prediseño de losa alivianada

Losa alivanda en dos direcciones		
Altura total de la losa	20	cm
Espesor de loseta	5	cm
Ancho de nervio	10	cm
Alivianamiento	40x40x15	cm

Elaborador por: Carlos Villacís

2.4.5.2. Prediseño de vigas

La sección final del predimensionamiento para vigas se presenta a continuación:

Tabla 38. Prediseño de vigas

Viga	Piso	Sección	Eje
Entrepiso	1-4	V30X40	A, B, C, D, E, 1, 2, 3, 4, 5
Cubierta	5	V30X40	A, B, C, D, E, 1, 2, 3, 4, 5

Elaborador por: Carlos Villacís

2.4.5.3. Prediseño de columnas

La sección final del predimensionamiento para columnas se presenta a continuación:

Tabla 39. Prediseño de columnas

Columna	Piso	Sección
Central	1-5	C55X55
Perimetral	1-5	C55X55
Esquinera	1-5	C55X55

Elaborador por: Carlos Villacís

2.5. Diseño basado en fuerza (DBF) según NEC 15

2.5.1. Métodos de las fuerzas equivalentes

El método de fuerzas equivalentes consiste en la determinación del cortante basal, el cual se lo obtienen en base a lo establecido en la **Tabla 40** , para calcular el cortante basal se usa la siguiente ecuación:

$$V_{basal} = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \emptyset_p \cdot \emptyset_E} \cdot W$$

Tabla 40. Simbología para determinar el cortante basal

Simbología	Descripción
I	Factor de importancia
Sa (Ta)	Aceleración del espectro de diseño elástico, para el periodo fundamental en función de las características geotectónicas
\emptyset_p	Factor de irregularidad en planta
\emptyset_E	Factor de irregularidad en elevación
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
W	Peso de la estructura
Ta	Periodo de vibración

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1]

Para realizar el cálculo del cortante basal se utilizar los pasos descritos a continuación:

- Determinar S_a (T_a).
- Calcular periodo fundamental de vibración aproximado (T_a).
- Determinar el cortante de base V .
- Determinar la distribución horizontal y vertical de V .
- Verificar que las derivas no sobrepasen los límites establecidos por la normativa.

2.5.2. Parámetros para definir el cortante basal

2.5.2.1. Coeficiente de importancia de la estructura (I)

La categoría que recibiría la estructura del presente trabajo es Otras estructuras y el respectivo coeficiente de importancia de la estructura es de 1.0, estos criterios se los toman en base a la **Tabla 41**.

Tabla 41. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

2.5.2.2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a)

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$$S_a = \eta Z F_a$$

para

$$0 \leq T \leq T_c$$

caso contrario se usará

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

para

$$T > T_c$$

Tabla 42. Simbología para determinar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Simbología	Descripción
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

Es importante identificar que para el presente trabajo $\eta = 2.48$, dado que la estructura está ubicada en la Provincia de la Sierra.

2.5.2.2.1. Período fundamental de vibración de la estructura

El período fundamental de vibración de una estructura es una medida de la respuesta dinámica de la estructura a cargas externas, como un sismo. Esta propiedad se puede aproximar mediante la siguiente ecuación:

$$T = c_t h_n^\alpha$$

Tabla 43. Simbología para determinar el periodo fundamental de vibración.

Simbología	Descripción
C_t	Coefficiente que depende del tipo de edificación.
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

Para determinar los valores C_t y α se usa la **Tabla 44**

Tabla 44. Coeficiente que depende del tipo de edificación

Tipo de estructura	C ₁	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

2.5.2.2.2. Períodos límites de vibración

Es el período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño [1].

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

Tabla 45. Simbología para determinar los períodos límites de vibración

Simbología	Descripción
F _a	Coficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F _d	Coficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F _s	Coficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

2.5.2.3. Factor de reducción de resistencia (R)

El factor R está relacionado principalmente con la ductilidad de la estructura, la sobre resistencia y el amortiguamiento.

Tabla 46. Factor de reducción de resistencia (R)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de vigas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

2.5.2.4. Factor de irregularidad en planta y elevación

Estos factores son los que se encargan de determinar el porcentaje de la carga muerta total de la estructura, puesto que la estructura del presenta trabajo presenta una distribución regular en planta y elevación, se tiene los siguientes valores:

- $\phi_{EI}=1$
- $\phi_{PI}=1$

2.5.2.5. Carga sísmica reactiva

La carga sísmica reactiva es igual a la carga muerta total de la estructura.

2.5.2.6. Distribución de fuerzas sísmicas en vertical

Para calcular la distribución de fuerzas sísmicas en vertical se considera la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Tabla 47. Simbología para determinar la distribución de fuerzas sísmica en vertical

Simbología	Descripción
wx	Peso por piso de la estructura
hx	Altura de piso x de la estructura
k	Coefficiente relacionado al periodo de vibración de la estructura
V	Cortante basal

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

Para determinar k se utiliza la **Tabla 48**

Tabla 48. Valores del coeficiente k en función del periodo de vibración

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

2.5.2.7. Cálculo manual de cortante basal estático

A continuación, en la **Tabla 49** se presenta los parámetros seleccionados para el cálculo del cortante basal

Tabla 49. Datos usados para el cortante basal estático.

Zona sísmica		IV
Factor de Zona	Z	0.35
Tipo de Suelo	E	
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	Fa	1.10
Amplificación de las Ordenadas del Espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.65
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.80
Por suelo Tipo E	r	1.50
Por Provincia de la Sierra	η	2.48
Factor de Importancia	I	1.00
Regular en Elevación	Φ_e	1.00
Regularidad en Planta	Φ_p	1.00
Depende del tipo del edificio	Ct	0.06
	α	0.90
Factor de Resistencia Sísmica	R	8.00
Altura del edificio	hn (m)	16.80

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 50. Cálculo de periodos

Simbología	Datos	Unidades
T_o	0.27	s
T_c	1.49	s
T_L	3.96	s
T	0.7	s

Elaborado por: Carlos Villacís

Se debe revisar que el periodo modal que se obtuvo del modelamiento no debe superar el 30% del periodo (**T**) que se muestra en la **Tabla 50**. El periodo modal que se obtuvo del modelamiento es de 0.82s.

$$0.82 < 1.3 \cdot 0.7$$

$$0.82 < 0.91 \rightarrow Ok$$

Para determinar el cortante basal se usa los datos indicados en la **Tabla 49** y **Tabla 50** :

$$V_{basal} = 0.11 W$$

2.5.2.8. Espectro de aceleraciones

Para realizar el espectro de aceleraciones se consideraron todos los parámetros que ya se han indicado en las secciones anteriores

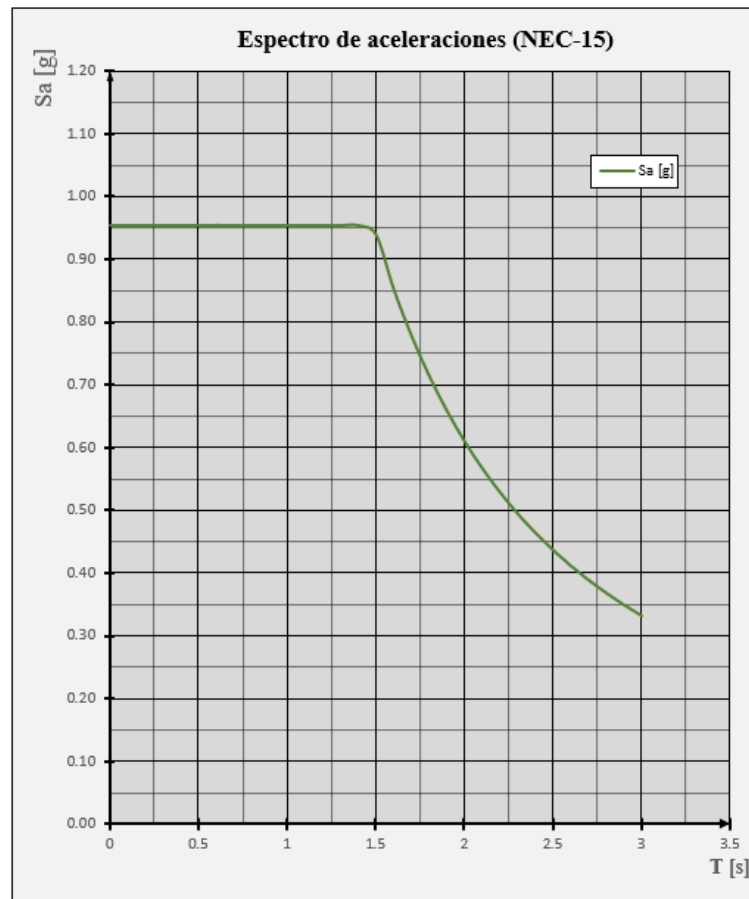


Figura 22. Espectro de aceleraciones (NEC – 15).

Elaborado por: Carlos Villacís

2.6. Diseño basado en fuerza (DBF) según NTE E.030

2.6.1. Parámetros para definir el cortante basal

Los parámetros necesarios para definir el cortante basal según lo indicado en la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismo resistente” son:

- Determinar el espectro de diseño $S_a(T)$.
- Calcular el período fundamental de vibración T_a .
- Determinar el cortante basal.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} P$$

Tabla 51. Simbología para determinar el cortante basal

Simbología	Descripción
Z	Factor de zona
U	Factor de uso
C	Factor de amplificación sísmica
S	Factor de reducción de resistencia sísmica
R	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas
P	Peso total de la estructura

Fuente: Norma Técnica E.030-20 [2].

2.6.1.1. Factor de Zona (Z)

La estructura se encuentra ubicada en Ayabaca, la cual está dentro de la zona 3 según la zonificación propuesta en E .030. Por tal razón el factor de zona Z es igual a 0.35

2.6.1.2. Factor de uso o importancia (U)

El factor de uso para la estructura del presente trabajo es de edificaciones comunes, para este tipo de estructuras el factor de uso (U) es 1, el cual se establece en base a la descripción indicada en la **Tabla 52**.

Tabla 52. Factor de uso (U)

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma Técnica E.030-20 [2].

2.6.1.3. Factor de reducción sísmica (S)

El valor seleccionado para (S) en base a la zona sísmica Z_3 es igual a 1.20, según lo que se indica en la **Tabla 53**.

Tabla 53. Factor de Suelo (S)

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma Técnica E.030-20 [2]

2.6.1.4. Factor de periodo que define la plataforma del factor C (T_p) y factor de periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (T_L).

La determinación de T_p y T_L son en base al perfil de suelo que corresponde a S_3 , por lo tanto, T_p sería 1.0 y T_L 1.6 según la **Tabla 54**.

Tabla 54. Períodos (T_p) y (T_L).

Tabla N° 4				
PERÍODOS “T_p” Y “T_L”				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma Técnica E.030-20 [2]

2.6.1.5. Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estima en base a la altura total del edificio h_n y el coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio $C_T = 60$ puesto que la estructura corresponde a pórticos de concreto armado con muros de corte.

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{16.4}{60} = 0.27$$

2.6.1.6. Factor de amplificación sísmica (C)

En base a los datos que se calcularon en los literales 2.6.1.3., 2.6.1.4., 2.6.1.3.5., se define el factor de amplificación sísmica C igual a 2.5

2.6.1.7. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

Para determinar el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se debe tener en cuenta que el material usado es concreto armado y el sistema de estructuración sismo resistente se define como muros estructurales, en base a los datos especificados se tiene un coeficiente de reducción igual a 6, según la **Tabla 55**.

Tabla 55. Sistema Estructurales

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma Técnica E.030-20 [2]

2.6.1.8. Cálculo manual del cortante basal

Tabla 56. Datos usados para el cortante basal estático

Zona sísmica		3
Factor de Zona	Z	0.35
Tipo de Suelo	S3	
Factor de uso	U	1
Factor de reducción sísmica	S	1.2
Coefficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio	CT	45
Factor de amplificación sísmica	C	2.5
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	R	6
Factor de Importancia	I	1
Altura del edificio	hn (m)	16.8

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 57. Cálculo de periodos

Simbología	Datos	Unidades
TP	1	s
TL	1.6	s
T	0.36	s

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 58. Revisión de condiciones

CÁLCULOS		
$C/R \geq 0.11$	0.42	Ok

Elaborado por: Carlos Villacís

Para determinar el cortante basal se utiliza los datos de la **Tabla 56** y **Tabla 57**

$$V = 0.175 \cdot P$$

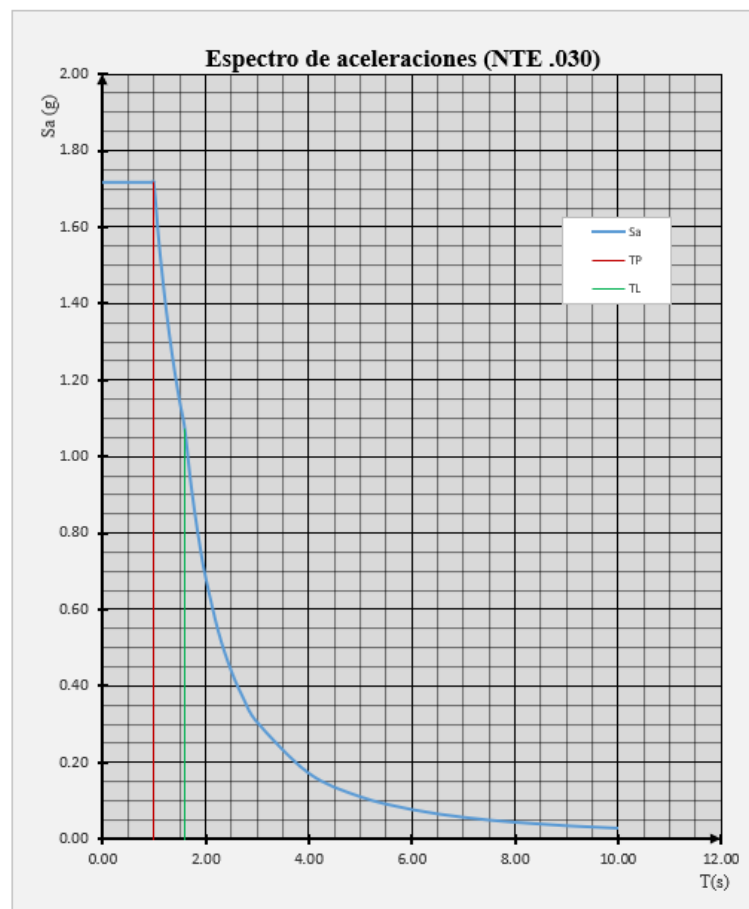


Figura 23. Espectro de aceleraciones

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7. Modelamiento estructural en el software computacional ETABS

ETABS es un programa computacional que generalmente es utilizado para el análisis estructural, también se puede realizar dimensionamientos de estructuras, seleccionar los materiales, definir los elementos con la finalidad de realizar una modelación que sea lo más cercana a la realidad. Además, ETABS permite realizar modelamientos mediante métodos analíticos lineales y no lineales. Para el modelamiento del edificio del presente trabajo se utilizó la versión ETABS Ultimate 20.1.0.

2.7.1. Descripción General del modelo Numérico Lineal

El objetivo de realizar una modelación del edificio es tratar de representar el comportamiento real del edificio ante la presencia de eventos sísmicos. Para lograr tener una modelación lo más próxima a la realidad se consideraron parámetros como los materiales, la geometría.

Para la modelación se debe tener en cuenta los siguientes pasos:

- Definir las secciones de los elementos estructurales, las cargas muertas y vivas que se utilizarán para el modelo y las propiedades de los materiales.
- Utilizar las herramientas de dibujo que se encuentran dentro del software computacional.
- Discretizar los objetos tipo área.

2.7.2. Supuestos de modelación y definiciones

2.7.2.1. Definición de materiales

Los materiales utilizados para la modelación de la estructura están definidos de la siguiente manera:

NEC-15

Hormigón: El hormigón utilizado tiene un f_c de 21MPa. Puesto que se está realizando la modelación en base a la NEC-15, está indica que se debe usar un coeficiente de agrietamiento para tener un resultado más acercado a la realidad.

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 24. Propiedades utilizadas para el hormigón (NEC-15).

Elaborado por: Carlos Villacís

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Grade:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: kgf/cm²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Figura 25. Propiedades utilizadas para el hormigón (NEC-15).

Elaborado por: Carlos Villacís

Acero: El acero usado para el modelamiento tiene un $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Este acero será usado para refuerzos y debe ser corrugado.

General Data	
Material Name	Fy=4200 kg/cm ²
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7849.05 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	7849.047 kg/m ³

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2038902.132 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	784193.04 kgf/cm ²

Design Property Data	
Modify/Show Material Property Design Data...	

Advanced Material Property Data	
Nonlinear Material Data...	Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...	

Figura 26. Propiedades utilizadas para el acero (NEC-15)

Elaborado por: Carlos Villacís

E .060

Hormigón: El hormigón utilizado tiene un f'_c de 21 MPa. Puesto que se está realizando la modelación en base a la E .060, está indica que se debe usar un coeficiente de agrietamiento para tener un resultado más acercado a la realidad.

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 27. Propiedades utilizadas para el hormigón (E .060)

Elaborado por: Carlos Villacís

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Grade:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: kgf/cm²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Figura 28. Propiedades utilizadas para el hormigón (E .060)

Elaborado por: Carlos Villacís

Acero: El acero usado para el modelamiento tiene un $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Este acero será usado para refuerzos y debe ser corrugado.

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 29. Propiedades utilizadas para el acero (E .060)

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.2.2. Definición de elevación

En la **Tabla 59** se indican las alturas de entre piso (Height m) y la elevación de cada piso (Elevation m), estas elevaciones son tanto para el modelo realizado con las normas NEC-15 y E .060

Tabla 59. Elevaciones

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
	Story5	3.2	16.4	Yes	None	No	0	
	Story4	3.2	13.2	No	Story1	No	0	
	Story3	3.2	10	No	Story1	No	0	
	Story2	3.2	6.8	No	Story1	No	0	
	Story1	3.6	3.6	Yes	None	No	0	
▶	Base		0					

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.2.3. Definición de elementos estructurales

Para la modelación del presente trabajo se ha utilizado los planos arquitectónicos que se han mencionado en el capítulo 2.1.

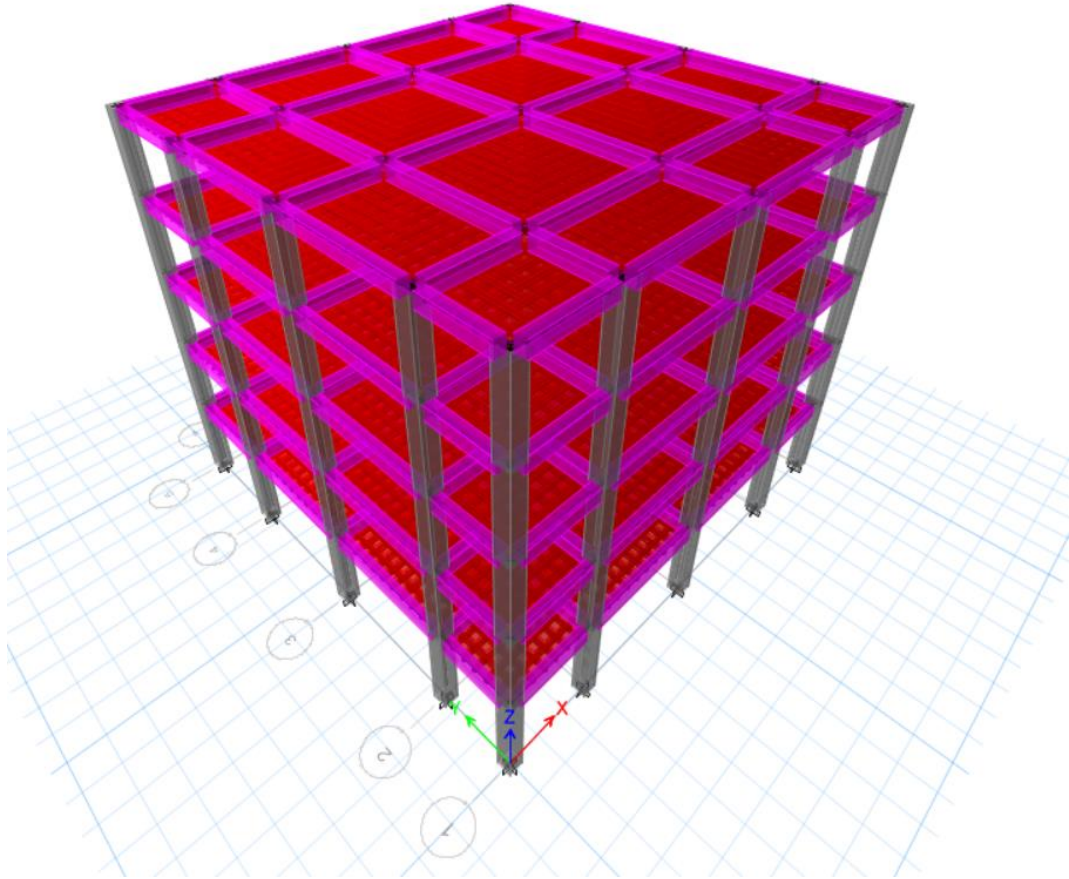


Figura 30. Modelación del edificio (NEC-15)

Elaborado por: Carlos Villacís

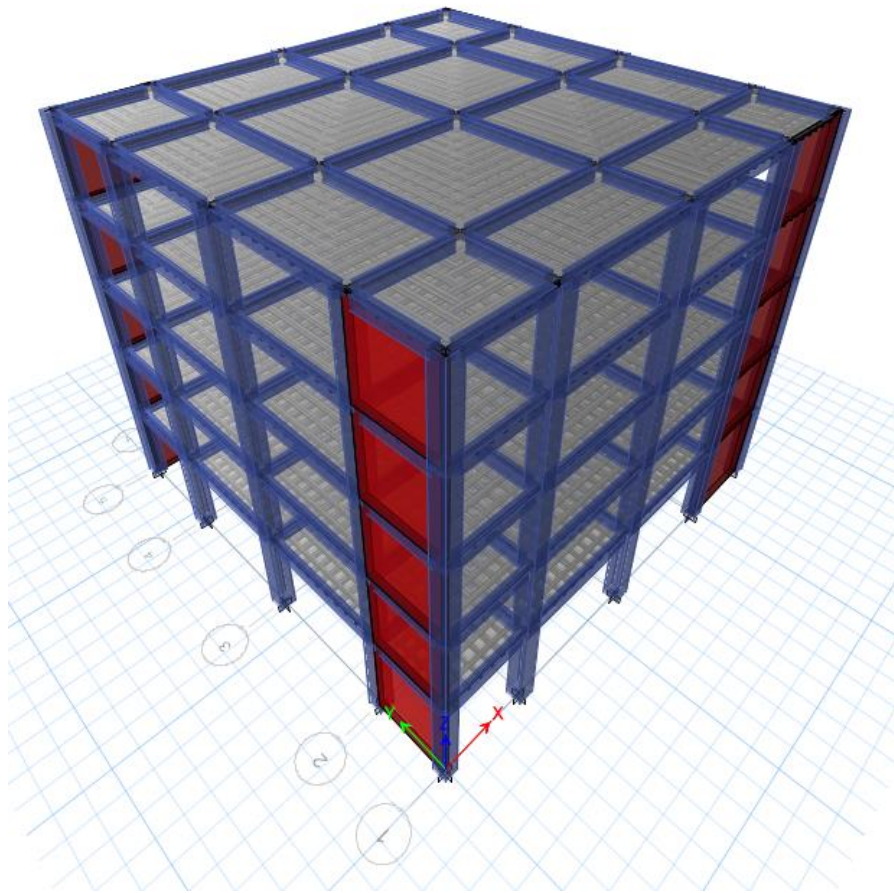


Figura 31. Modelación del edificio (E .060)

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.2.3.1. Vigas

A continuación, se introduce en ETABS las dimensiones de las vigas establecidas en el predimensionamiento del capítulo 2.4.

General Data

Property Name: VP 30X40

Material: $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: █ Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 40 cm

Width: 30 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Figura 32. Definición de vigas

Elaborado por: Carlos Villacís

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Figura 33. Inercia agrietada para vigas según la NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

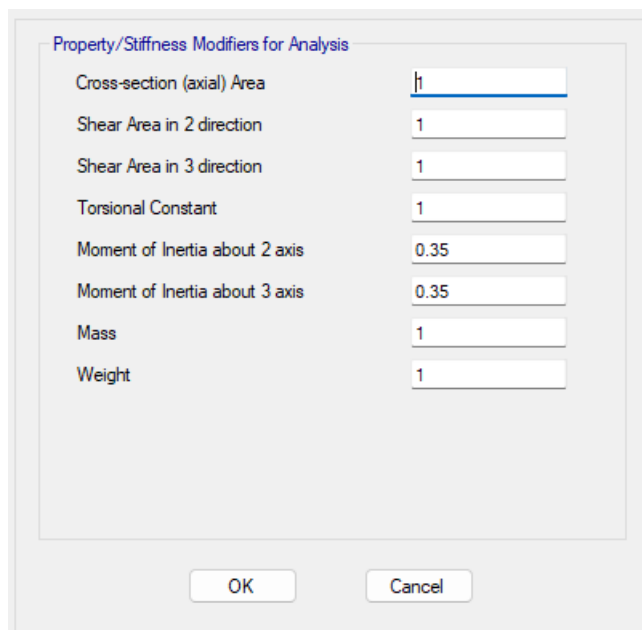


Figura 34. Inercia agrietada para vigas según la E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.2.3.1.2. Columnas

A continuación, se introduce en ETABS las dimensiones de las columnas establecidas en el predimensionamiento del capítulo 2.4.

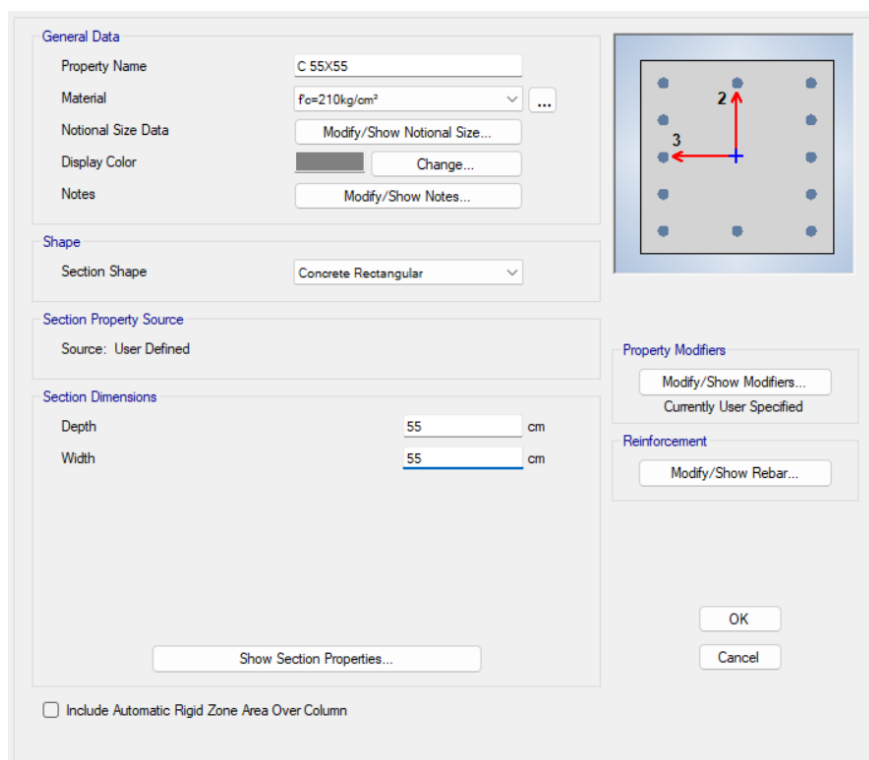


Figura 35. Definición de columnas

Elaborado por: Carlos Villacís

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

Figura 36. Inercia agrietada para columnas según la NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

Figura 37. Inercia agrietada para columnas según la E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.2.3.2. Losas

Para la modelación de las losas alivianadas se ha utilizado elementos área tipo Waffle.

The dialog box is titled 'General Data' and 'Property Data'. Under 'General Data', the 'Property Name' is 'Losa Aliv', 'Slab Material' is 'f_c=210kg/cm²', 'Modeling Type' is 'Membrane', and 'Display Color' is a red square. Under 'Property Data', the 'Type' is 'Waffle', 'Overall Depth' is 20 cm, 'Slab Thickness' is 5 cm, 'Stem Width at Top' is 10 cm, 'Stem Width at Bottom' is 10 cm, 'Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis' is 50 cm, and 'Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis' is 50 cm. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 38. Definición de losa alivianada

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.2.3.3. Muros

Para la modelación de muros inicialmente se optó por un espesor de 25 cm para el muro, cabezales de 65X65 en dirección x y de 75X75 en dirección y.

The dialog box is titled 'General Data' and 'Property Data'. Under 'General Data', the 'Property Name' is 'Muro', 'Property Type' is 'Specified', 'Wall Material' is 'f_c=210kg/cm²', 'Modeling Type' is 'Shell-Thin', and 'Display Color' is a blue square. Under 'Property Data', the 'Thickness' is 25 cm. There is an unchecked checkbox for 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall'. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 39. Definición de muro

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.3. Asignación de cargas

2.7.3.1. Asignación de carga viva

Se ha asignado una carga viva de 0.2 T/m^2 , esta carga se usa para la modelación con la norma ecuatoriana y la norma peruana.

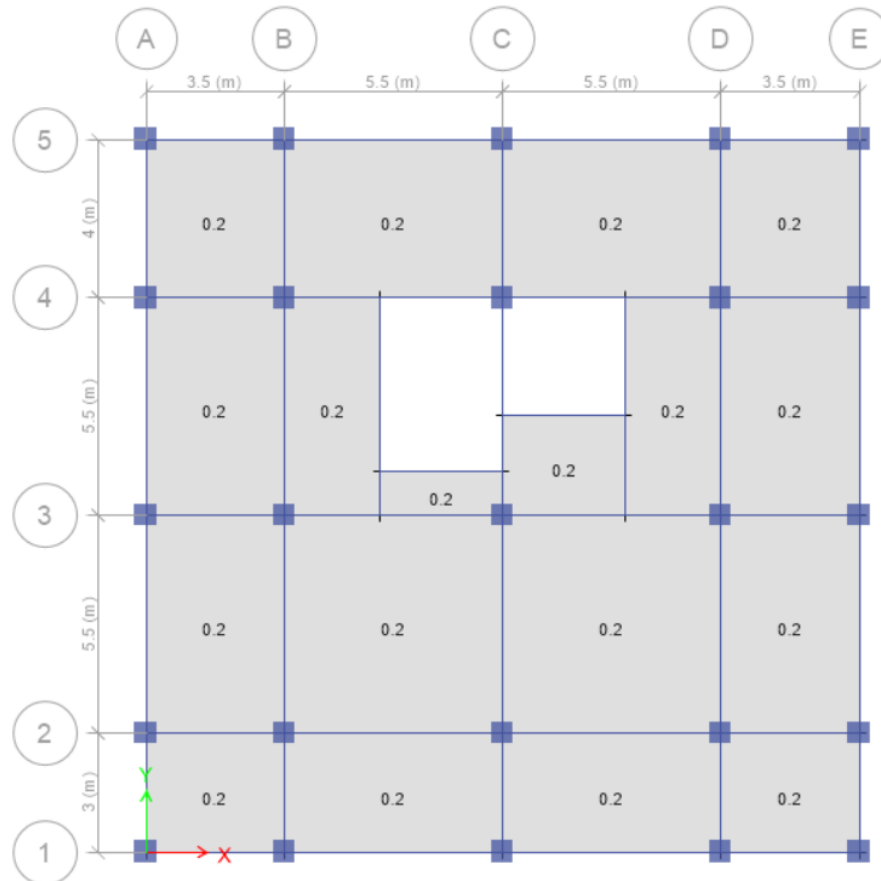


Figura 40. Carga viva (Live) asignada a la losa en T/m^2 .

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.3.2. Patrones de carga

Los patrones de cargas creados son para carga viva (Live), carga viva (Live1), carga viva (Live2), sismo en x (S_x), sismo en y (S_y) y carga muerta, está última considerando el peso propio de la estructura.

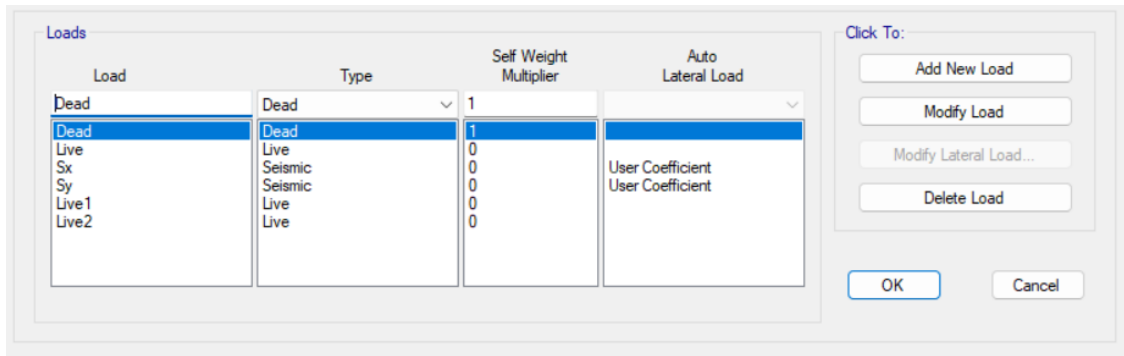


Figura 41. Patrones de Carga

Elaborado por: Carlos Villacís

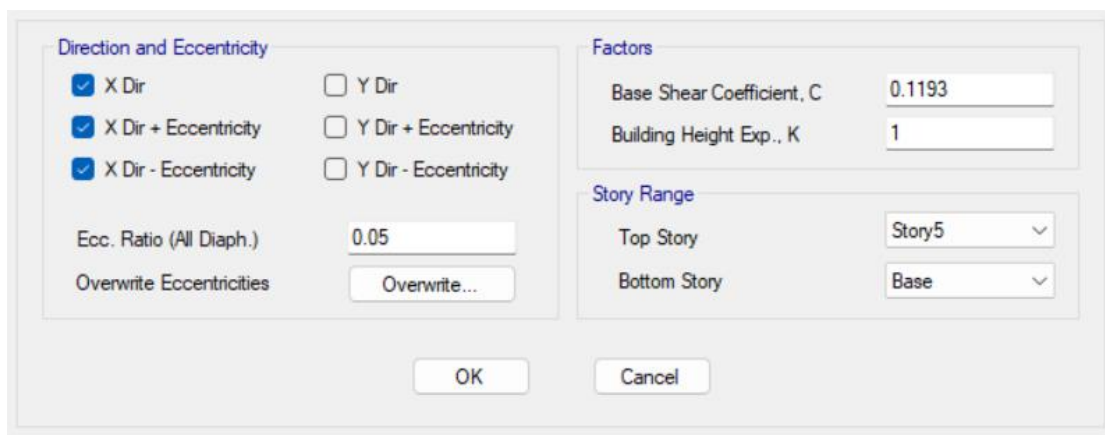


Figura 42. Patrón de carga de sismo en x (Sx).

Elaborado por: Carlos Villacís

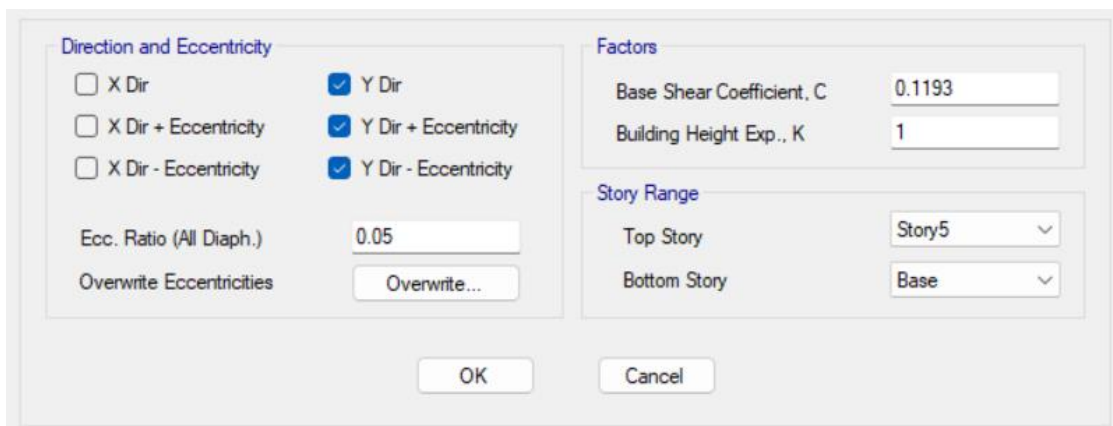


Figura 43. Patrón de carga de sismo en y (Sy).

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.3.3. Asignación de carga muerta

La carga muerta asignada para el modelo es 0.56 T/m^2 , esta carga se utiliza para la modelación con la norma ecuatoriana y la norma peruana. Sin embargo, para la cubierta (Story 5) se asignó una carga muerta de 0.07T , debido a que no se tiene acceso a la cubierta.

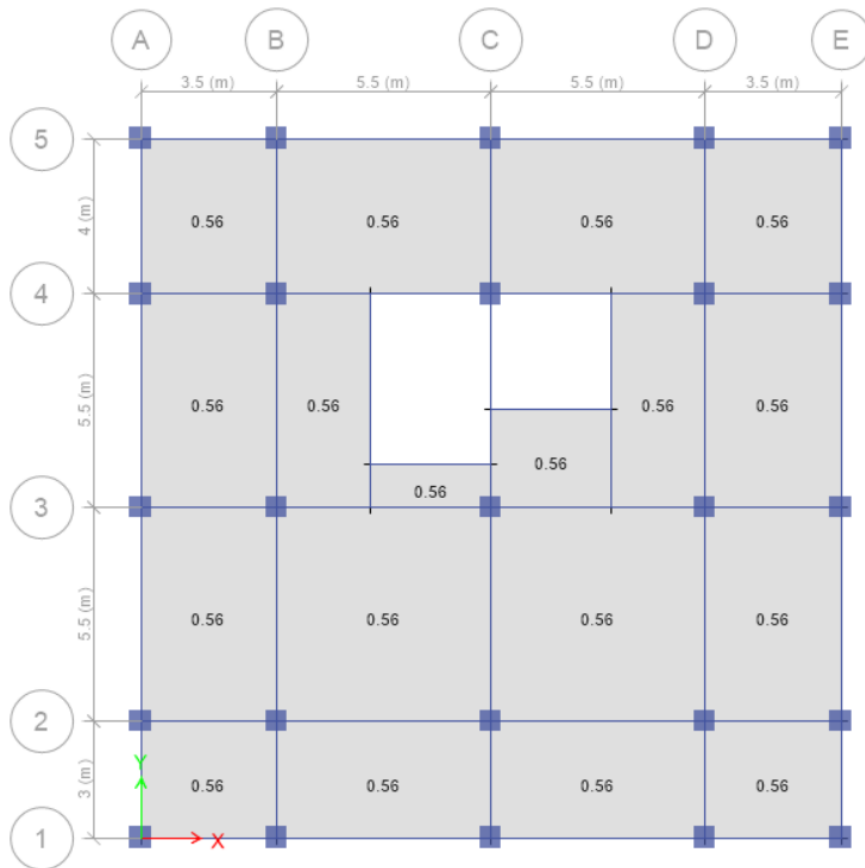


Figura 44. Carga muerta asignada a la losa en T/m^2 .

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.3.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas usadas para la norma ecuatoriana y peruana son diferentes. Las combinaciones de cargas usadas para la norma ecuatoriana se basan en la NEC-SE-DS-15 y las combinaciones de cargas usadas para la norma peruana se basa en la E .060.

Tabla 60. Combinaciones de cargas

Combinaciones de carga (NEC-SE-DS)	
C1	$1.4 \cdot D$
C2	$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$
C3	$1.2 \cdot D + L \pm E$
C4	$0.9 \cdot D \pm E$

Fuente: NEC-SE-DS-15 [1].

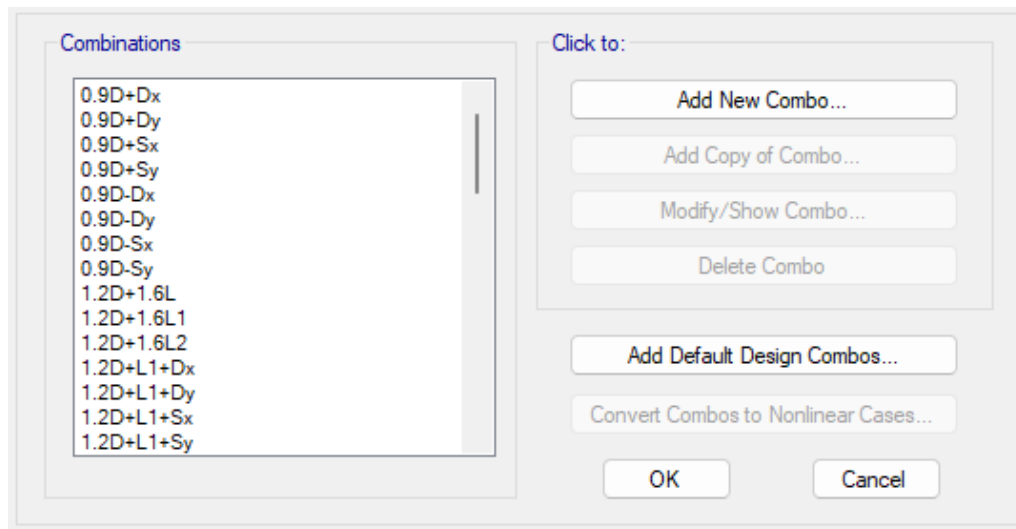


Figura 45. Combinaciones de carga NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 61. Combinaciones de cargas

Combinaciones de carga (NTE E.060)	
U	$1.5 \cdot CM + 1.8 \cdot CV$
U	$1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS$
U	$0.9 \cdot CM \pm CS$

Fuente: E .060 [11]

Elaborado por: Carlos Villacís

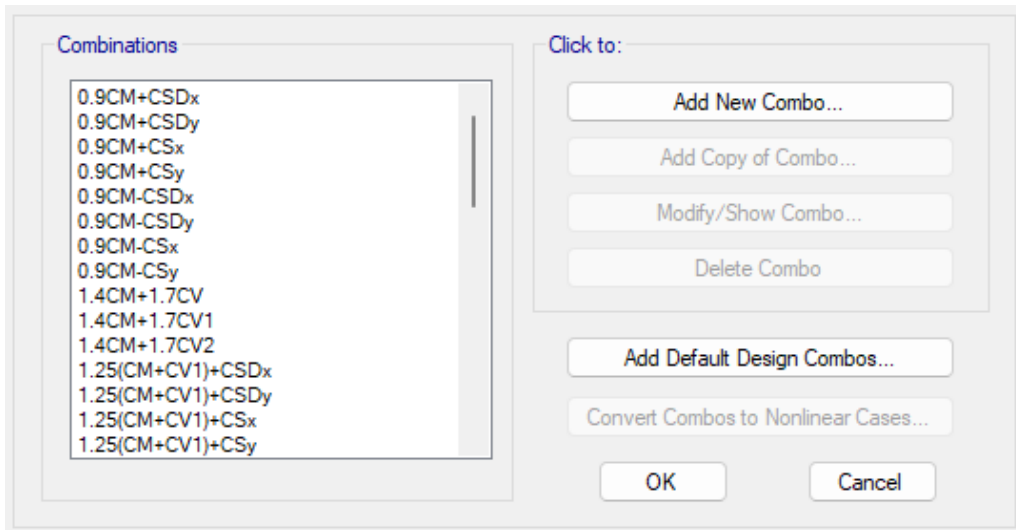


Figura 46. Combinaciones de carga E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.3.5. Definición de masas

Se debe especificar que la carga muerta sea considerada como masa para el cálculo modal.

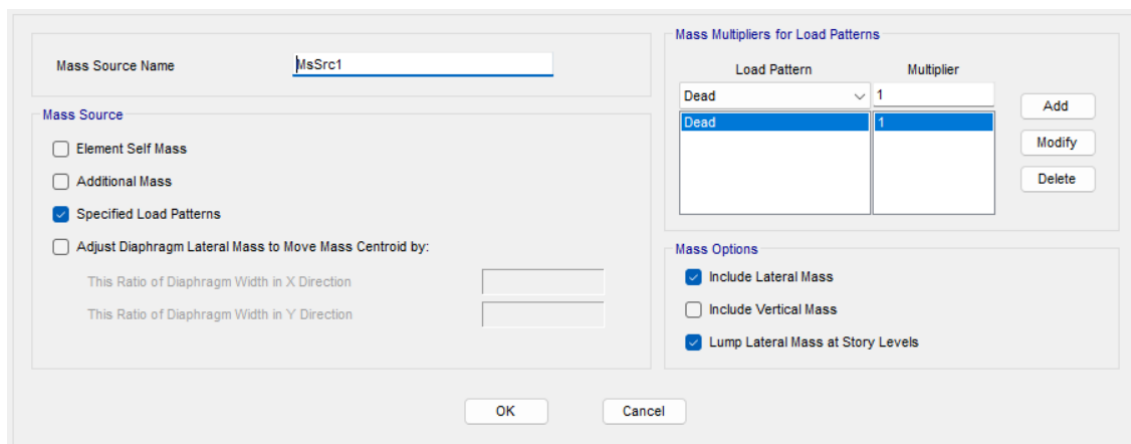


Figura 47. Definición de masa

Elaborado por: Carlos Villacís

Para el modelo de Perú se considera la carga muerta y el 25% de la carga viva.

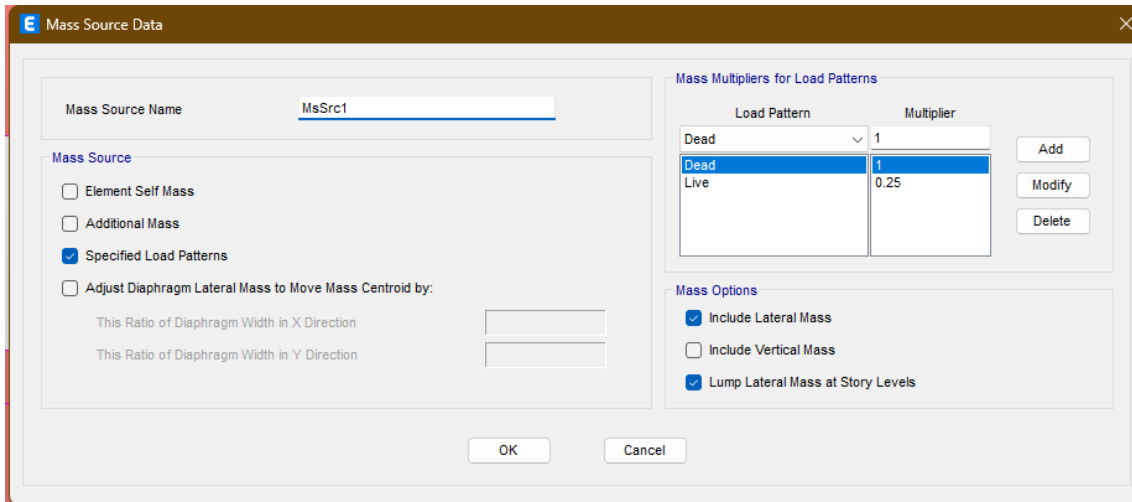


Figura 48. Definición de masa (Perú)

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.4. Periodo fundamental

En la **Tabla 62** se muestra los periodos de vibración de la estructura de Ecuador y Perú.

Tabla 62. Periodo fundamental de vibración

Modelo	Periodo (s)
NEC-15	0.82
E .030	0.40

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.5. Tipos de análisis

2.7.5.1. Análisis estático lineal

Para realizar el análisis estático lineal se usa el porcentaje del cálculo manual del cortante basal que se definió en las secciones 2.5.2.7 para la NEC-15 y 2.6.1.8. para la E .060:

Direction and Eccentricity		Factors	
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0.1193
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Top Story	Story5
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base
OK		Cancel	

Figura 49. Sismo en la dirección x (Sx) según la NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

Direction and Eccentricity		Factors	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0.1193
<input type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Top Story	Story5
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base
OK		Cancel	

Figura 50. Sismo en la dirección y (Sy) según la NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

Direction and Eccentricity		Factors	
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0.175
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Top Story	Story5
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base
OK		Cancel	

Figura 51. Sismo en la dirección x (Sx) según la E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

Direction and Eccentricity		Factors	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0.175
<input type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Top Story	Story5
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base
OK		Cancel	

Figura 52. Sismo en la dirección y (Sy) según la E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

2.7.5.2. Análisis dinámico espectral

Para el análisis dinámico espectral se tiene en cuenta el espectro de aceleraciones de la sección 2.5.2.8.

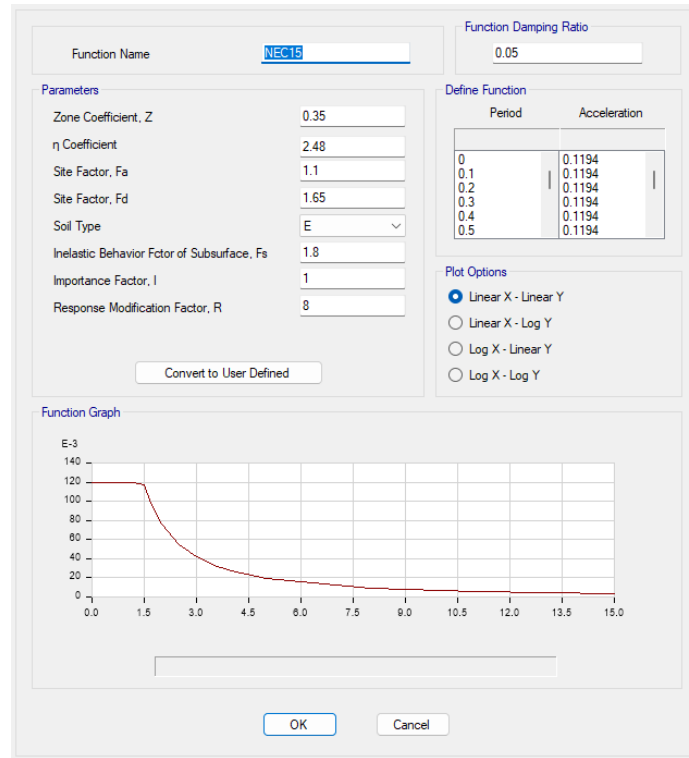


Figura 53. Espectro de respuesta elástico NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

General

Load Case Name: Design...
 Load Case Type: Response Spectrum Notes...
 Mass Source: Previous (MsSrc1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC15	11669.91

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...
 OK Cancel

Figura 54. Definición de sismo dinámico en x (Dx) corregido según la NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

General

Load Case Name: Design...
 Load Case Type: Response Spectrum Notes...
 Mass Source: Previous (MsSrc1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC15	11669.91

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...
 OK Cancel

Figura 55. Definición de sismo dinámico en Y (Dy) corregido según la NEC-15

Elaborado por: Carlos Villacís

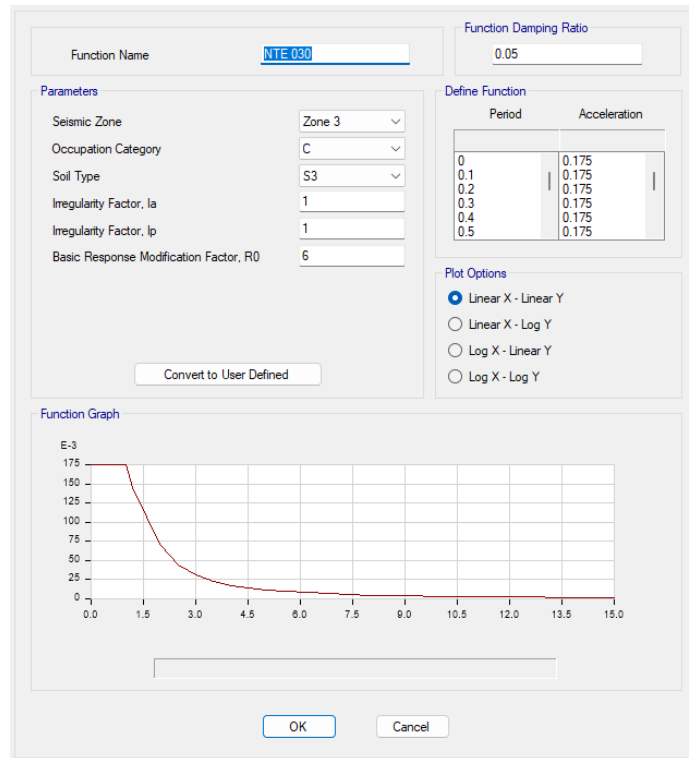


Figura 56. Espectro de respuesta elástico E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NTE 030	12661.54

Figura 57. Definición de sismo dinámico en x (Dx) corregido según la E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

Figura 58. Definición de sismo dinámico en Y (Dy) corregido según la E .060

Elaborado por: Carlos Villacís

2.8. Revisiones globales de la estructura

Antes de proceder al diseño de los componentes que conforman la estructura, es necesario llevar a cabo ciertas revisiones. Es relevante destacar que estas revisiones han sido sometidas a pruebas y verificaciones según las regulaciones establecidas en el ACI 318-19.

Periodo fundamental

Se debe comprobar que el periodo de vibración del programa utilizado para la modelación no sea mayor al 30% del periodo calculado.

Tabla 63. Comprobación de periodos

Modelo	Periodo (Manual)	Periodo (Programa)	Revisión
	(s)	(s)	$T_P \leq 1.3T_M$
NEC-15	0.7	0.8	Ok

Elaborado por: Carlos Villacís

Modos de vibración

Se debe revisar si los modos de vibración inicial y secundario muestran un desplazamiento lineal, además de asegurarse de que no haya una torsión significativa en estos modos. Por otro lado, en el tercer modo de vibración, se admite la presencia de un desplazamiento rotacional.

Tabla 64. Modos de vibración (E .030)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.416	0.73	0.00	0.00
2	0.399	0.00	0.69	0.00
3	0.28	0.00	0.00	0.69

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 65. Modos de vibración (NEC-15)

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.82	0.83	0.00	0.00
2	0.815	0.00	0.83	0.00
3	0.709	0.00	0.00	0.84

Elaborado por: Carlos Villacís

De la **Tabla 64** y **Tabla 65** se observa que las estructuras presentan un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración, mientras que para el tercer modo de vibración presenta un comportamiento de rotación.

Cortante basal

La normativa de Ecuador y Perú establecen que se debe realizar una corrección para el cortante basal estático en caso de que el cortante basal estático obtenido mediante la normativa sea mayor al cortante basal estático obtenido por el programa. En cuanto al cortante basal dinámico la normativa del Ecuador y Perú establecen que el cortante dinámico no debe ser menor al 80% del cortante basal estático, para este caso se ha tratado de determinar que el cortante dinámico sea el 100% del cortante basal estático.

Tabla 66. Cortante Basal Estático y Dinámico

Modelo	Cortante Basal (T)		
	Estático	Dinámico x	Dinámico y
NEC-15	204.34	205.03	205.25
NTE .030	353.76	353.76	353.76

Elaborado por: Carlos Villacís

Derivas de piso

Para el calcular las derivas de piso en la estructura de Ecuador se utilizó la normativa NEC-SE-DS la cual establece un límite permisible del 2% de derivas de piso inelásticas, la cual estable la siguiente expresión para el cálculo de derivas inelásticas:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Tabla 67. Simbología para calcular deriva inelástica.

Simbología	Descripción
Δ_M	Deriva máxima inelástica
R	Factor de reducción de resistencia
Δ_E	Deriva máxima elástica

Elaborado por: Carlos Villacís

Para el calcular las derivas de piso en la estructura de Perú se utilizó la normativa E.030 la cual establece un límite permisible del 0.7% de derivas de piso inelásticas, la cual estable la siguiente expresión para el cálculo de derivas inelásticas:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Tabla 68. Simbología para calcular deriva inelástica.

Simbología	Descripción
Δ_M	Deriva máxima inelástica
R	Factor de reducción de resistencia
Δ_E	Deriva máxima elástica

Elaborado por: Carlos Villacís

Inicialmente, la estructura empleada para el modelado según la norma E.030 fue considerada como un pórtico con R=8. Sin embargo, durante la revisión de las derivas correspondientes, se comprobó que esta estructura, catalogada como pórtico, no cumplía con los límites permitidos para las derivas. En consecuencia, con el fin de asegurar un

control de derivas conforme a los parámetros permitidos por la norma E.030, se procedió a incorporar muros en el modelo. La introducción de estos muros en el modelo implicó una redefinición de la estructura, ahora considerada como muro estructural con R=6. Esta nueva definición se basó en el porcentaje de cortante que los muros absorben, tal y como lo establece la norma E.030.

Tipología estructural

El modelo realizado con la norma NEC-SE-DS de Ecuador, se define como un pórtico resistente a momentos de hormigón armado con vigas descolgadas con un factor de reducción igual a 8.

El modelo realizado con la norma E.030 de Perú, se define como un sistema como un sistema estructural de concreto armado de muros estructurales con un factor de reducción igual a 6, puesto que el cortante presente en los muros es mayor al 70% de la fuerza cortante en la base.

Tabla 69. Cortante absorbido de los muros y columnas (E .030).

Elemento	Dirección X		Dirección Y	
	Cortante Dinámico X	Porcentaje	Cortante Dinámico Y	Porcentaje
Muros	293.1892	82.88%	291.3672	82.38%
Columnas	60.55	17.12%	62.8801	17.78%
Total	353.7646	100.00%	353.6955	100.00%

Elaborado por: Carlos Villacís

Deflexiones

Para el control de deflexiones se utiliza lo especificado en el ACI – 318 (2019), tabla 24.2.2 la cual indica lo siguiente:

Tabla 70. Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_v , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos	Deflexión inmediata debida a L		$l/360$	
Techos o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de que los elementos no estructurales se ligan (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

^[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

^[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de ligar los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

^[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

^[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

Fuente: ACI – 3180 (2019) [9].

Donde la deflexión admisible utilizada para los modelos de Ecuador y Perú es:

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480}$$

Tabla 71. Simbología para determinar la deflexión admisible

Simbología	Descripción	Unidades
$\delta_{admisible}$	Deflexión admisible	cm
L	Promedio entre luz corta y larga del panel	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9. Diseño de elementos estructurales

2.9.1. Vigas

Para realizar el diseño de elementos estructurales como vigas se considera los criterios establecidos por el ACI – 318 (2019), los cuales consideran el armado y la sismo resistencia. Las vigas son diseñadas para resistir flexión y corte. Además, para el diseño de vigas se debe verificar que la resistencia de requerida sea menor a la resistencia de diseño.

2.9.1.1. Requisitos para el diseño a flexión

2.9.1.1.1. Acero mínimo

Para calcular el acero mínimo se utilizó la expresión descrita en el ACI-318(2019),18.6.1.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot d \cdot b$$

Tabla 72. Simbología para calcular el acero mínimo.

Simbología	Descripción	Unidades
$f'c$	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
b	Base de la viga	cm
d	Peralte efectivo de la viga	cm

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

Ejemplo de cálculo

Viga de 35X50

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} \cdot 44 \cdot 35$$

$$A_{s_{min}} = 5.13 \text{ cm}^2$$

2.9.1.1.2. Acero máximo

Para calcular el acero máximo se utiliza la expresión del ACI-318(2019),18.6.3.1.

$$A_{s_{max}} = 0.025 \cdot d \cdot b$$

Tabla 73. Simbología para calcular el acero máximo

Simbología	Descripción	Unidades
b	Base de la viga	cm
d	Peralte efectivo de la viga	cm

Fuente: ACI – 318 (2019) [9]

Ejemplo de cálculo

Viga de 35X50

$$A_{s_{max}} = 0.025 \cdot 44 \cdot 35$$

$$A_{s_{max}} = 38.5 \text{ cm}^2$$

2.9.1.1.3. Requisito sismo – resistente Acero de Refuerzo

La NEC – SE – HM, establece la siguiente expresión como límite para el refuerzo longitudinal.

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \beta_1 \cdot \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

Tabla 74. Simbología para calcular el acero máximo en función de la cuantía balanceado

Simbología	Descripción	Unidades
$f'c$	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
β_1	0.85 para valores de $f'c \leq 28\text{MP}$	-

Fuente: NEC – SE – HM [12]

Ejemplo de cálculo

Viga de 35X50

$$A_{s_{max}} = 0.50 \cdot 0.85 \cdot \frac{210}{4200} \cdot 0.85 \cdot \left(\frac{6300}{6300 + 4200} \right)$$

$$A_{s_{max}} = 22.25 \text{ cm}^2$$

2.9.1.2. Requisitos para el diseño a corte

2.9.1.2.1. Resistencia última a cortante

Para determinar el cortante último se debe utilizar las combinaciones de cargas gravitacionales, y seleccionar los valores más críticos.

$$V_{cv} = \max (1.4 \cdot V_D; 1.2 \cdot V_D + 1.6 \cdot V_L)$$

2.9.1.2.2. Momento probable

Para realizar el cálculo del momento probable se considera el acero colocado en los nudos de la viga en el diseño a flexión.

$$M_{pr} = 1.40 \cdot f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{1.4 \cdot f_y \cdot A_s}{1.7 \cdot f'c \cdot b} \right)$$

Tabla 75. Simbología para calcular el momento probable

Simbología	Descripción	Unidades
$f'c$	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
A_s	Cantidad de acero colocado	cm ²
b	Base de la viga	cm
d	Peralte efectivo de la viga	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.1.2.3. Cortante hiperestático

El cortante hiperestático se calcula considerando la verdadera capacidad a flexión de las vigas. En cada vano se deberá calcular 2 cortante hiperestáticos y se debe escoger el mayor.

$$V_{Hip} = \frac{M_{pr-} - M_{pr+}}{L1}$$

Tabla 76. Simbología para calcular cortante hiperestático

Simbología	Descripción	Unidades
M_{pr}	Momento probable	T.m
$L1$	Longitud del vano	m

Elaborado por: Carlos Villacís

El cortante sísmico es el mayor de los cortantes hiperestáticos

$$V_{sismo} = \max(V_{Hip_1}; V_{Hip_2})$$

2.9.1.2.4. Resistencia a corte por parte del hormigón

La resistencia a corte por parte del hormigón es igual a cero cuando el cortante sísmico es mayor a la resistencia máxima a cortante, caso contrario la resistencia a corte por parte del hormigón es:

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Tabla 77. Simbología para calcular resistencia a corte por parte del hormigón

Simbología	Descripción	Unidades
f_c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
λ	Factor de modificación que refleja las propiedades mecánicas del hormigón liviano	
b	Base de la viga	cm
d	Peralte efectivo de la viga	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.1.2.5. Resistencia nominal a cortante del acero

El ACI – 318 (2019), 22.5.8.1 establece la siguiente condición para la resistencia nominal a cortante del acero.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s < 4 \cdot V_c$$

Tabla 78. Simbología para calcular resistencia nominal a cortante del acero

Simbología	Descripción	Unidades
V_u	Cortante último	T
V_c	Resistencia a corte por parte del hormigón	T
ϕ	Factor de reducción de resistencia a corte	-

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.1.2.6. Resistencia nominal a cortante de la sección

La resistencia nominal a cortante de la sección de acuerdo con el ACI - 318 (2019), 22.5.1.1 está determinada con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Tabla 79. Simbología para calcular resistencia nominal a cortante de la sección

Simbología	Descripción	Unidades
V_s	Resistencia normal a cortante del acero	T
V_c	Resistencia a corte por parte del hormigón	T
ϕ	Factor de reducción de resistencia a corte	-

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.1.2.7. Espaciamiento de Refuerzo Transversal “s”

Para determinar el espaciamiento del refuerzo transversal el ACI - 318 (2019), 18.6.4.4 establece los siguientes parámetros:

Zona de confinamiento:

$$S_{Lo} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6 \cdot \phi_{\text{barra longitudinal más pequeña}}; 15\text{cm}\right)$$

Tabla 80. Simbología para calcular espaciamiento en la zona de confinamiento

Simbología	Descripción	Unidades
d	Peralte efectivo	cm
ϕ	Diámetro de barra longitudinal más pequeña	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

Zona central:

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2}; 2 \cdot S_{Lo}; 30\text{cm}\right)$$

Tabla 81. Simbología para calcular espaciamiento en la zona central

Simbología	Descripción	Unidades
d	Peralte efectivo	cm
S_{Lo}	Espaciamiento en la zona de confinamiento	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.1.2.8. Área de refuerzo transversal

El ACI – 318 (2019), 22.5.8.5.3 establece la siguiente expresión para determinar el área de refuerzo:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

Entendiéndose que V_s , f_y y d ya han sido indicados anteriormente; y, s se toma como el espaciamiento establecido para la zona confinamiento en [cm].

2.9.1.2.9. Ramales

Para determinar el número de ramales necesarios se utiliza la siguiente ecuación:

$$Ramales = \frac{A_v}{A_{estribo}}$$

Tabla 82. Simbología para calcular el número de ramales

Simbología	Descripción	Unidades
A_v	Área de refuerzo transversal	cm ²
$A_{estribo}$	Área del estribo	cm ²

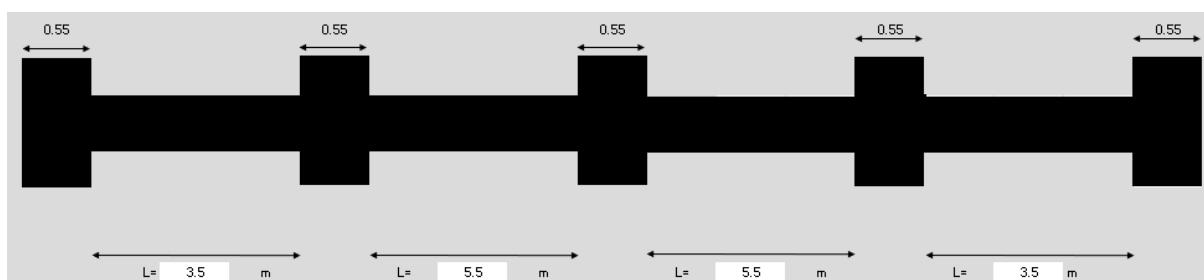
Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.1.3. Ejemplo de cálculo

Viga de 35x50

Ubicación: Viga del eje 1 – piso 4

Diseño a flexión



Resumen de momentos de diseño y nominales [T.m]

M _{min-}	7.7479	0	6.7404	8.5601	0	8.6021	8.6021	0	8.5601	6.7404	0	7.7479
M _{max+}	0	1.9793	0	0	3.0167	0	0	3.0167	0	0	1.9793	0
M _{n(+)}	8.61	0.00	7.49	9.51	0.00	9.56	9.56	0.00	9.51	7.49	0.00	8.61
M _{n(-)}	0.00	2.20	0.00	0.00	3.35	0.00	0.00	3.35	0.00	0.00	2.20	0.00

Acero calculado [cm²]

A _{s(-)}	4.79	0.00	4.15	5.31	0.00	5.34	5.34	0.00	5.31	4.15	0.00	4.79
A _{s(+)}	0.00	1.20	0.00	0.00	1.83	0.00	0.00	1.83	0.00	0.00	1.20	0.00

Acero corregido [cm²]

As(-)	5.13	5.13	5.31	5.31	5.13	5.34	5.34	5.13	5.31	5.31	5.13	5.13
As(+)	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13

Acero colocado [cm²]

#	∅ mm	As	cm ²
3	16	6.03	

As(-)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
As(+)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03

Diseño a corte

Combinación de cargas gravitacionales [T]

VD	1.61	-2.00	3.44	-3.44	3.44	-3.44	2.00	-1.61
VL	0.24	-0.35	0.59	-0.59	0.59	-0.59	0.35	-0.24
C1	2.26	-2.79	4.82	-4.81	4.81	-4.82	2.79	-2.26
C2	2.32	-2.35	5.08	-5.07	5.07	-5.08	2.35	-2.32

Seleccionar la combinación más crítica [T]

Vcr	2.32	2.35	5.08	5.07	5.07	5.08	2.35	2.32
------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

Momento probable [T.m]

Mpr-	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85
Mpr+	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85	14.85

Cortante Hiperestático [T]

Vhip1	8.49	5.40	5.40	8.49
Vhip2	8.49	5.40	5.40	8.49

Cortante último [T]

Vu	11.43	10.48	10.48	11.43
----	-------	-------	-------	-------

Cortante del concreto [T]

Vc	0	0.00	0.00	0.00
----	---	------	------	------

Cortante del acero [T]

Vs	15.25	13.97	13.97	15.25
----	-------	-------	-------	-------

Espaciamiento de estribos [cm]

S(Lo)	3	3	3	3
S (centro)	17	17	17	17
Av	0.74	0.68	0.68	0.74
Seleccionar ∅ estribo	10 mm	10 mm	10 mm	10 mm

Número de ramales

Ramales	2	1	1	2
---------	---	---	---	---

2.9.2. Columnas

Los elementos estructurales definidos como columnas se presentan con mayor frecuencia, como miembros reforzados, donde el acero de refuerzo y el concreto comparten las cargas de compresión y producen la resistencia necesaria a flexión.

2.9.2.1. Diagrama de Interacción

El diagrama de interacción se puede interpretar como una representación gráfica de la capacidad resistente que tienen una columna de hormigón reforzada, en esta gráfica se pueden ver diferentes datos como el momento y carga balanceada de la columna, los cuales serían el punto de equilibrio entre las zonas de compresión y las zonas de tensión [13].

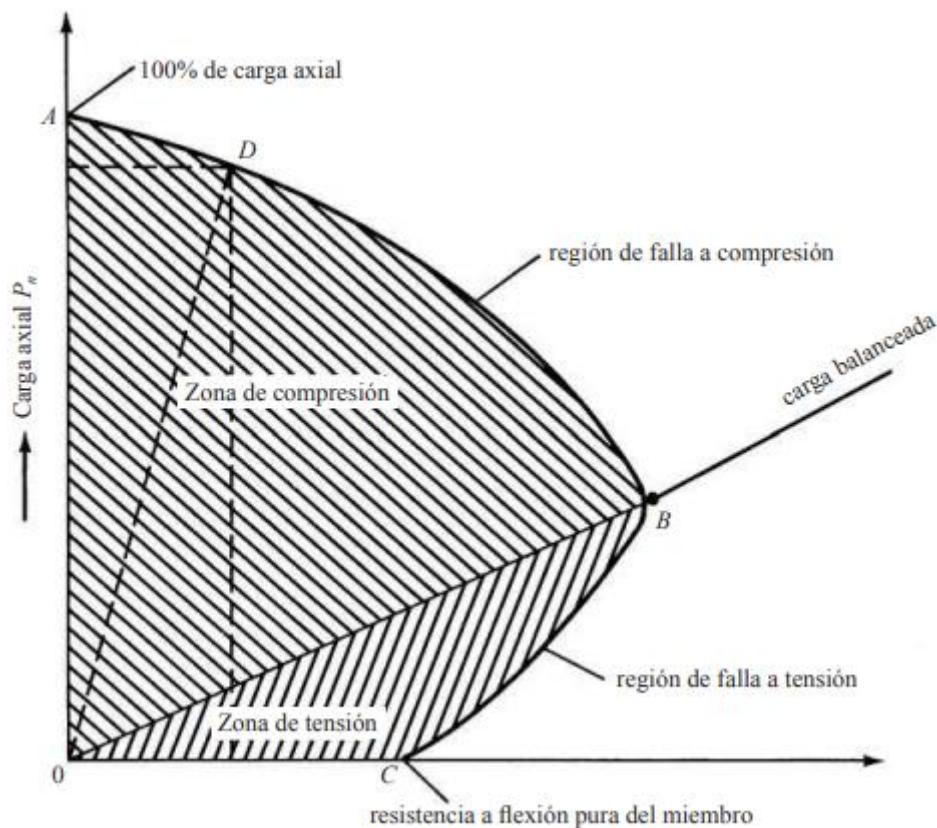


Figura 59. Diagrama de interacción de columna.

Fuente: Mc Cormac & Brown, 2017 [13]

Para poder usar las curvas de interacción para obtener valores de diseño, estas curvas están compuestas por la curva de capacidad probable, reducida y nominal.

Curva de capacidad reducida

El ACI – 318 (2019) establece las siguientes modificaciones para realizar la curva de capacidad reducida:

- Se debe usar factores de reducción de resistencia $\phi = 0.65$ para columnas con estribos que deben multiplicarse a las cargas axiales de la curva nominal.
- Se debe usar factores de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ para flexión pura.

Curva de capacidad probable

Para la curva de capacidad probable se ha utilizado los criterios recomendados en el curso de diseño de proyectos estructurales, en el cual se recomienda utilizar un factor de mayoración de 1.15 para los materiales del hormigón y el acero.

2.9.2.2. Refuerzo longitudinal

Según el ACI – 318 (2019), 10.6.1 establece que el acero de refuerzo longitudinal debe ser mayor al 1% y menor al 8%.

2.9.2.3. Refuerzo transversal

Según el ACI – 318 (2019), 25.2.3 indica que ninguna barra debe estar con una separación mayor al valor de 1.5 veces el diámetro y 4cm.

2.9.2.4. Espaciamiento de acero transversal

Para el espaciamiento de acero trasversal el ACI – 318 (2019), 18.7.5.3 establece:

$$S_o = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 \cdot d_b, 10cm\right)$$

Tabla 83. Simbología para calcular espaciamiento del acero transversal

Simbología	Descripción	Unidades
b	Base de la columna	cm
h	Altura de la columna	cm
d _b	Diámetro de la varilla longitudinal más pequeña	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.2.5. Cortante probable de diseño

Para el diseño a corte se ha utilizado los criterios recomendados en el curso de diseño de proyectos estructurales, en el cual se calcula el cortante a partir del momento probable, siendo esto más conservador a lo que esta especificado en la norma.

$$V_{Pr} = \frac{2M_b}{Hn}$$

Tabla 84. Simbología para el cortante.

Simbología	Descripción	Unidades
<i>M_b</i>	Momento balanceado	T.m
Hn	Altura libre de la columna	m

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.2.6. Resistencia a corte por parte del hormigón

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Esta ecuación y sus componentes ya fueron descritos en la sección 2.9.1.2.4.

2.9.2.7. Resistencia nominal a cortante del acero

El cortante del acero debe cumplir con lo que establece el ACI – 318 (2019), 22.5.8.1. donde indica:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s < 4 \cdot V_c$$

Los componentes de esta ecuación ya fueron descritos en la sección 2.9.1.2.5.

2.9.2.8. Área de Refuerzo transversal

El refuerzo transversal esta determina en base al ACI – 318 (2019), 22.5.8.5.3. donde establece:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

Los componentes de esta ecuación ya fueron descritos en la sección 2.9.1.2.8.

2.9.2.9. Ramales

Para calcular el número de ramales necesarios se maneja la siguiente expresión:

$$Ramales = \frac{A_v}{A_{estribo}}$$

Los componentes de esta ecuación ya fueron descritos en la sección 2.9.1.2.9.

2.9.2.10. Acero transversal por confinamiento

El ACI – 318 (2019), 18.7.5.4 indica que el acero de refuerzo transversal debe cumplir con lo indicado en la **Tabla 85**

Tabla 85. Refuerzo trasversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u < 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ Mpa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ Mpa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

Tabla 86. Simbología para calcular el acero transversal por confinamiento

Simbología	Descripción	Unidades
f'_c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
f_{yt}	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
h''	Longitud de lecho confinado	cm
s	Espaciamiento de estribos	cm
A_g	Área bruta de la sección	cm ²
A_{ch}	Área de confinamiento de la sección	cm ²
P_u	Carga axial máxima última	kg
k_f	Factor de resistencia del concreto	-
k_n	Factor de resistencia del confinamiento efectivo	-

Elaborado por: Carlos Villacís

El ACI – 318 (2019), 18.7.5.4 establece que los factores de confinamiento efectivo y resistencia del concreto deben ser calculados de la siguiente manera:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1$$

$$k_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$$

2.9.2.11. Ejemplo de cálculo

Columna 55x55

Ubicación de la columna: Pórtico C3 planta baja

Combinaciones de cargas

De las combinaciones de cargas se obtienen los esfuerzos máximos y mínimos, con la finalidad de encontrar las condiciones más críticas.

Tabla 87. Esfuerzos máximos y mínimos

		M ₃₃	M ₂₂	Axial		
		M _{yy}	M _{xx}			
		T _m	T _m	T		
D	Pie	-0.12	-0.17	137.44		
	Cabeza	0.21	0.38	135.26		
L	Pie	-0.04	0.09	26.40		
	Cabeza	0.07	-0.12	26.40		
S _x	Pie	22.27	-0.02	-1.35		
	Cabeza	-5.96	0.03	-1.35		
S _y	Pie	-0.03	22.63	-12.28		
	Cabeza	0.05	-6.73	-12.28		
1.4 CM	Pie	-0.17	-0.24	192.41		
	Cabeza	0.30	0.54	189.36		
1.2CM + 1.6CL	Pie	-0.21	-0.06	207.17		
	Cabeza	0.36	0.27	204.56	σ max	σ min
1.2CM+CV+S _x	Pie	22.08	-0.13	189.98	1428.94	-172.88
	Cabeza	-5.64	0.37	187.36	836.27	402.50
1.2CM+CV-S _x	Pie	-0.22	22.51	179.05	1411.59	-227.79
	Cabeza	0.37	-6.39	176.43	826.93	339.58
1.2CM+CV+S _y	Pie	-22.45	-0.10	192.68	1450.22	-176.31
	Cabeza	6.29	0.30	190.06	865.99	390.62
1.2CM+CV-S _y	Pie	-0.16	-22.74	203.61	1499.06	-152.89
	Cabeza	0.27	7.06	200.99	929.08	399.79
0.9CM + S _x	Pie	22.15	-0.17	122.34	1209.54	-400.66
	Cabeza	-5.77	0.38	120.38	619.74	176.17
0.9CM - S _x	Pie	-0.14	22.47	111.41	1183.81	-447.19
	Cabeza	0.24	-6.38	109.45	600.59	123.05
0.9CM + S _y	Pie	-22.38	-0.14	125.04	1225.36	-398.63
	Cabeza	6.16	0.31	123.08	640.15	173.60
0.9CM - S _x	Pie	-0.08	-22.78	135.97	1274.20	-375.20
	Cabeza	0.15	7.07	134.01	703.24	182.78

Elaborado por: Carlos Villacís

Acero longitudinal

Se está usando una cuantía del 1.51% y se obtiene una distribución de acero de 12 varillas de 22mm.

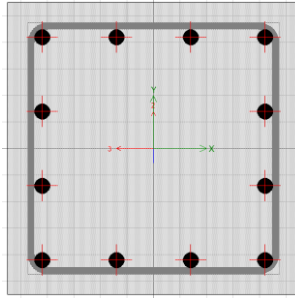


Figura 60. Distribución aceros en la columna

Elaborado por: Carlos Villacís

Diagrama de interacción

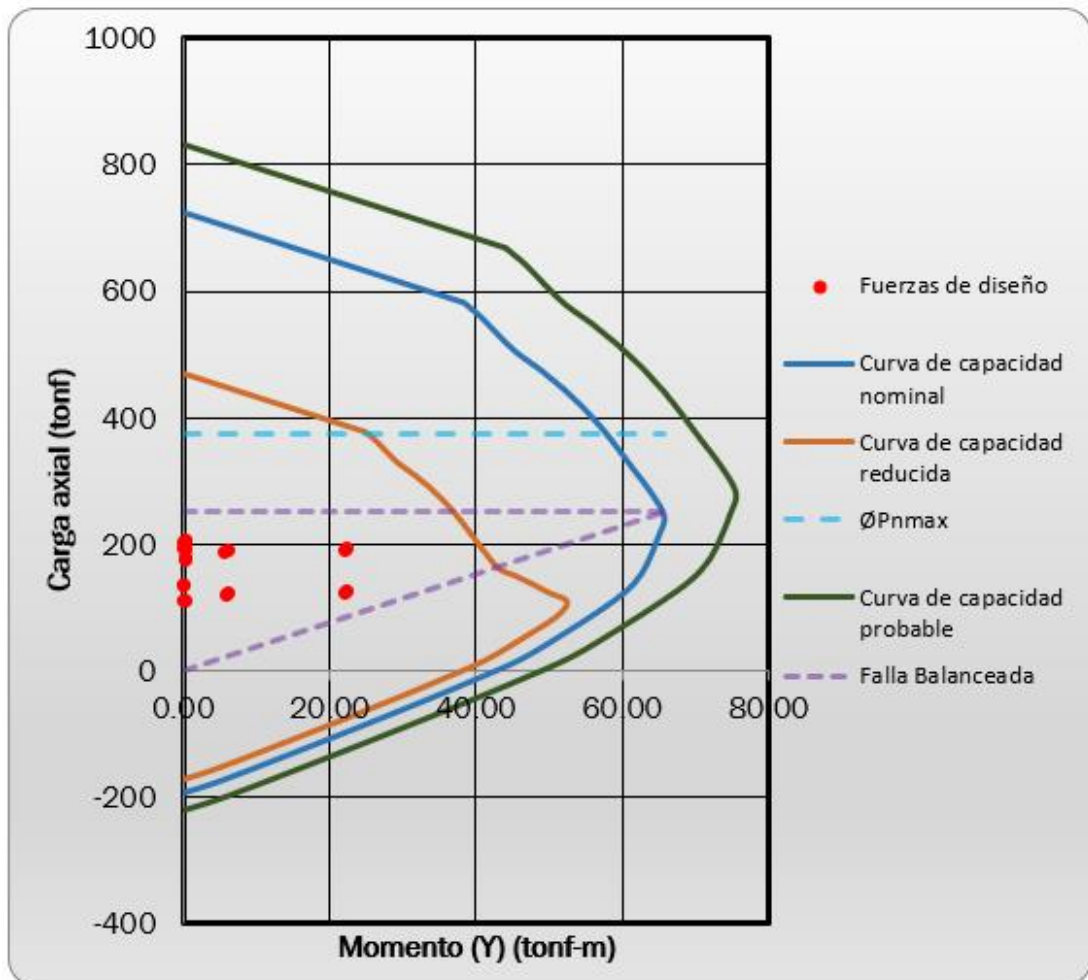


Figura 61. Diagrama de interacción en la dirección y

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 88. Puntos importantes para la realización del diagrama de interacción en la dirección y

To	191.59	T	Capacidad a tensión en ausencia de momento
Po	723.41	T	Capacidad a compresión en ausencia de momento
Pb	250.86	T	Carga balanceada
Mb	65.80	T.m	Momento balanceado

Elaborado por: Carlos Villacís

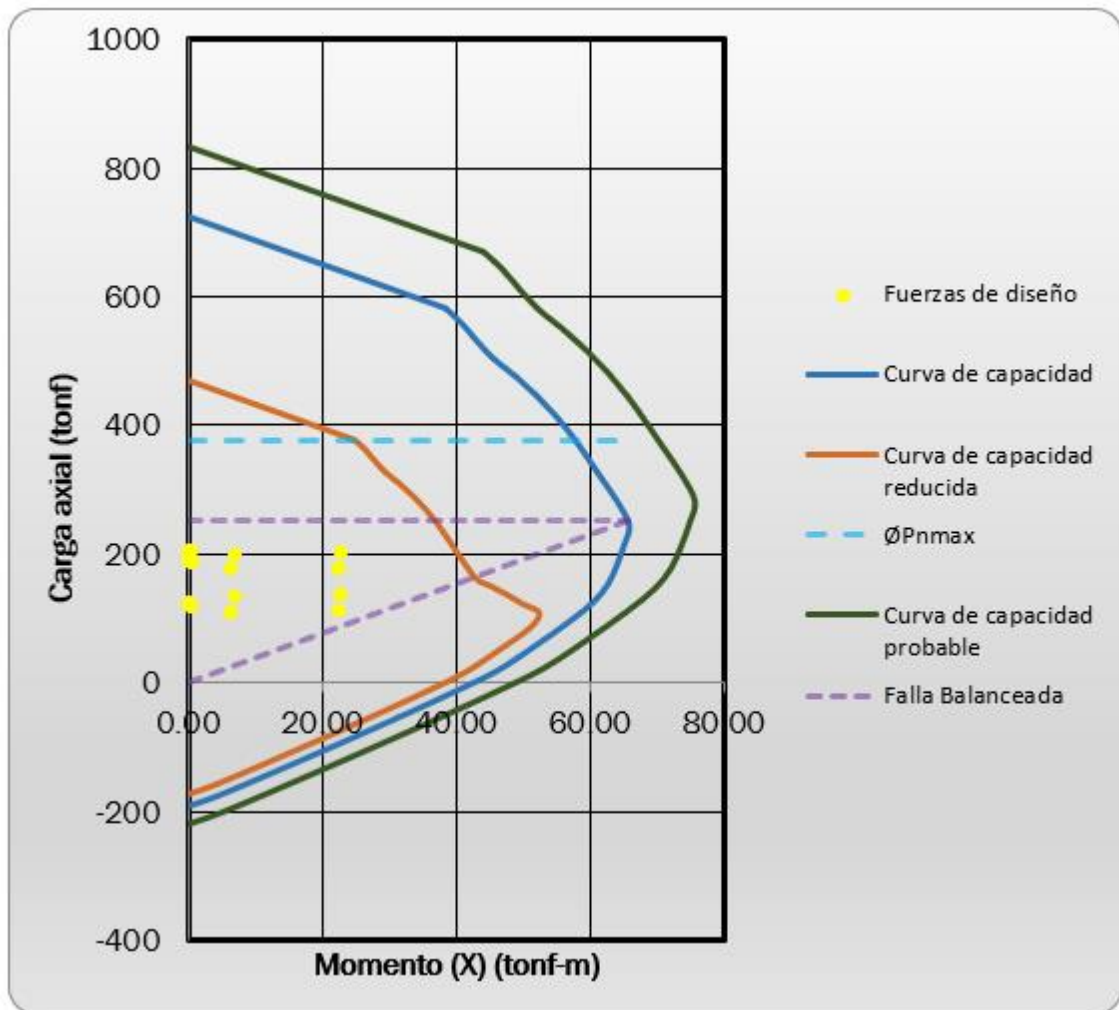


Figura 62. Diagrama de interacción en la dirección x

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 89. Puntos importantes para la realización del diagrama de interacción en la dirección x

To	191.59	T	Capacidad a tensión en ausencia de momento
Po	723.41	T	Capacidad a compresión en ausencia de momento
Pb	250.86	T	Carga balanceada
Mb	65.80	T.m	Momento balanceado

Elaborado por: Carlos Villacís

DISEÑO POR CORTE

DATOS

VPr Simplificado	Hn	3	m	
	Mb	65.80	Tm	
	$V_{PR_DISEÑO}$	43.86	T	
	$V_{pr_col} = \frac{2 M_b}{H_n}$	bw	55	cm
		h	55	cm
		Nº varillas	12	
		∅ longi	22	mm
		∅ estribo	10	mm
		f'c	210	kg/cm ²
		fy	4200	kg/cm ²
		∅ corte	0.75	
		r	4	cm
		d	48.90	cm

Corte por capacidad

V_{u_cap} 43.86 T

Capacidad a corte del hormigón

V_c 20.66 T

Corte en el refuerzo

V_s 37.83 T

Revisión

OK	82.63
----	-------

Espaciamiento

Zona de Confinamiento Lo

Lo	50	cm
s	10	cm
$s_{asumido}$	10	cm

Zona central L1

L1	200	cm
s	15	cm
$s_{asumido}$	15	cm

Acero de refuerzo por corte

Refuerzo minimo para cortante

A_{v_min1}	0.38	cm ²
A_{v_min2}	0.46	cm ²
A_v	1.84	cm ²
Aestribo	0.79	cm ²
Nº Ramales	3	

DISEÑO POR CONFINAMIENTO					
DATOS					
h''	47	cm			
bc	47	cm			
A_g	3025	cm ²			
A_{ch}	2209	cm ²			
Acero de refuerzo por confinamiento					
			P_u	207.17	T
			$0.3 * f'_c * A_g$	190.575	T
A_{sh1}	2.60	cm ²	k_f	<input type="text" value="1"/>	
A_{sh2}	2.115	cm ²	k_n	1.20	
			A_{sh3}	2.52	cm ²
			A_{sh}	2.60	
			$A_{estribos}$	0.79	
			N° Ramales	4	
ARMADO					
N° Ramales	4	➔	Estribos	<input type="text" value="2"/>	+ <input type="text" value="0"/>
Entonces tenemos	Para L0			2E10mm@10cm	Para L1
					2E10mm@15cm

Para el armado de la columna se debe seleccionar el de mayor número de ramales, en este caso se selecciona el número de ramales que fue determinado en el diseño por confinamiento.

2.9.3. Conexión Columna - Viga

El diseño de conexión columna-viga es de mayor relevancia debido a que se debe realizar la verificación de la filosofía de diseño sismo resistente viga débil - columna fuerte. El diseño de viga débil - columna fuerte tiene referencia hacia la generación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y no en las columnas al momento que se presenta un evento sísmico, con esto se garantiza que la conexión no viga columna no falle. Para realizar el diseño de conexión viga columna se toma en consideración lo especificado en el capítulo 15 del ACI – 318 (2019) y las recomendaciones establecidas en el ACI 325RS-02.

2.9.3.1. Viga débil - nudo fuerte

2.9.3.1.1. Adherencia

En el ACI 325RS – 02 (2010) establece que se debe cumplir con la condición presentada a continuación, puesto que un control adecuado de adherencia asegura un comportamiento adecuado:

$$h_c \geq 20 \cdot \emptyset_{viga}$$

$$h_v \geq 20 \cdot \emptyset_{columna}$$

Tabla 90. Simbología para control de adherencia

Simbología	Descripción
hc	Altura de la columna
hv	Altura de la viga
\emptyset_{viga}	Diámetro de la menor varilla longitudinal de la viga
$\emptyset_{columna}$	Diámetro de la menor varilla longitudinal de la columna

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.3.1.2. Resistencia al Corte

El ACI – 318 (2019), 21.2.4.4 para la resistencia al corte indica la siguiente condición:

$$\emptyset V_n \geq V_j$$

Tabla 91. Simbología para determinar la resistencia al corte

Simbología	Descripción	Unidades
$\emptyset V_n$	Capacidad nominal del nudo	T
V_j	Cortante actuante	T
\emptyset	Factor de reducción de resistencia igual 0.85	-

Elaborado por: Carlos Villacís

El cortante actuante esta dado por las fuerzas horizontales que actúan en el nudo las, es decir:

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

Tabla 92. Simbología para determinar el cortante actuante

Simbología	Descripción	Unidades
T_1	Tensión máxima probable generado por los aceros superiores	T
T_2	Tensión máxima probable generado por los aceros inferiores	T
V_{col}	Cortante de la columna	T

Elaborado por: Carlos Villacís

Tensión superior

$$T_1 = A_{s1} \cdot \alpha \cdot f_y$$

Tabla 93. Simbología para determinar la tensión superior

Simbología	Descripción	Unidades
A_{s1}	Acero superior de vigas	cm ²
α	Factor de sobre resistencia igual 1.4	-
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²

Elaborado por: Carlos Villacís

Tensión inferior

$$T_1 = A_{s2} \cdot \alpha \cdot f_y$$

Tabla 94. Simbología para determinar la tensión inferior

Simbología	Descripción	Unidades
A_{s2}	Acero inferior de vigas	cm ²
α	Factor de sobre resistencia igual 1.4	-
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²

Elaborado por: Carlos Villacís

Cortante de columna

El ACI – 318 (2019), R18.7.6.1 establece el cortante sísmico en columna con la siguiente expresión:

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}}$$

Tabla 95. Simbología para determinar el cortante de columna

Simbología	Descripción	Unidades
M ₁	Momento probable de vigas por acero negativo	T.m
M ₂	Momento probable de vigas por acero positivo	T.m
H _{col}	Altura de la columna	m

Elaborado por: Carlos Villacís

Cortante nominal

EL ACI – 318 (2019), 18.8.4.3 establece la siguiente expresión para determinar el cortante nominal:

$$V_n = \gamma \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_j$$

Tabla 96. Simbología para determinar el cortante nominal

Simbología	Descripción	Unidades
γ	Factor que depende del tipo de conexión	-
λ	Factor para concreto normal 1	-
f'c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
A _j	Área efectiva del nudo	cm ²

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.3.1.3. Confinamiento

Se utiliza las mismas consideraciones que se establecieron en la sección 2.9.2.10 en el diseño de columnas.

2.9.3.1.4. Anclaje

La longitud de desarrollo necesario para cumplir con un anclaje correcto se la calcula con la expresión determinada en base a los criterios del ACI – 318 (2019), 18.8.5.1 y el ACI 352 RS – 02 (2010), 4.5.2 expresada a continuación:

$$L_{dh} = \frac{f_y \cdot \emptyset_{varilla}}{17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}}$$

Tabla 97. Simbología para determinar el anclaje

Simbología	Descripción	Unidades
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
λ	Factor para concreto normal igual 1	-
f_c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
$\emptyset_{\text{varilla}}$	Diámetro de la varilla	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

El anclaje solo se debe verificar en las conexiones de nudos esquineros y exteriores, para los nudos interiores no se debe realizar esta verificación.

2.9.3.2. Columna fuerte – viga débil

El ACI – 318 (2019), 18.3.2 indica que la capacidad a flexión de la viga no debe ser mayor a la capacidad a flexión de la columna.

$$\sum M_{nc} = 1.2 \cdot \sum M_{nb}$$

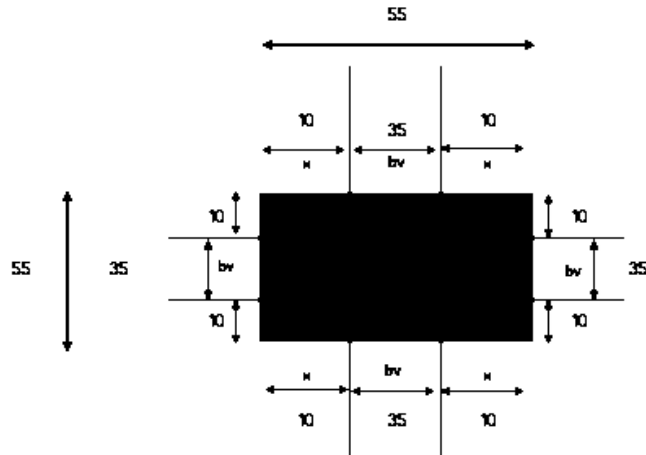
Tabla 98. Simbología para columna fuerte – viga débil

Simbología	Descripción	Unidades
$\sum M_{nc}$	Sumatoria de momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo	T.m
$\sum M_{nb}$	Sumatoria de momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo	-

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.3.3. Ejemplo de diseño de una conexión viga – columna

Conexión del piso 2 columna B3



Análisis de la conexión columna-viga en dirección x

DATOS PARA REVISIÓN DE NUDOS

f_c	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
Rec columna	4	cm
Rec viga	6	cm

Columna	B3
H	3.6 m
bc	55 cm
hc	55 cm
ϕ_{long}	22 mm
0,3f _c Ag	190.58 T
No. Varilla	12
$\phi_{estribo}$	10 mm

Viga eje	B
b	35 cm
h	50 cm
As sup	3 ϕ 16 mm
As sup ref	2 ϕ 18 mm
As inf	3 ϕ 16 mm
As inf ref	0 ϕ 0 mm

Viga eje	3
b	35 cm
h	50 cm
As sup	3 ϕ 16 mm
As sup ref	3 ϕ 16 mm
As inf	3 ϕ 16 mm
As inf ref	0 ϕ 0 mm

La viga esta a la izquierda de la columna	Si
La viga esta a la derecha de la columna	Si
Viga de	Interna
Viga a analisis	B
Tipo de conexión nudo	Interior
x	10 cm
Mn columna	T.m

Cargas	ETABS	Direcciones del sismo
PD	112.73 T	X
PL	22.85 T	
PS	14.46 T	

DATOS DE MATERIALES

f_c	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
Rec columna	4	cm
Rec viga	6	cm

Se considera hasta el centroide de la varilla

DATOS DE COLUMNAS VIGAS Y LOSAS

Columna	B3	Viga eje	B	Viga eje	3	Acero de losa
H	3.2 m	b	35 cm	b	40 cm	Viga de Interna
bc	55 cm	h	50 cm	h	50 cm	As 8 cm ²
hc	55 cm	As sup	3 ϕ 16 mm	As sup	3 ϕ 16 mm	
ϕ_{long}	22 mm	As sup ref	2 ϕ 18 mm	As sup ref	3 ϕ 18 mm	
0,3f _c Ag	190.575 T	As sup	11.12 cm ²	As sup	13.67 cm ²	
No. Varilla	12	As inf	3 ϕ 16 mm	As inf	3 ϕ 16 mm	
$\phi_{estribo}$	10 mm	As inf ref	0 ϕ 0 mm	As inf ref	1 ϕ 14 mm	
		As inf	6.03 cm ²	As inf	7.57 cm ²	
		As total	17.15 cm ²	As total	21.24 cm ²	

CARGAS DE DISEÑO			
Cargas			<p>Sismo en X analisis viga 3</p> <p>La viga de analisis se la selecciona en base a la cantidad de acero</p> <p>Usar la combinación que toma en cuenta el sismo</p>
PD	86.94	T	
PL	18.2555	T	
PS	10.3316	T	
C1	1,2D+1,6L		
C1	-	T	
C2	1,2D+L+S		
C2	132.92	T	
Condición			
Ok			$P_u < 0,3 \cdot A_g \cdot f'c$

NUDO FUERTE - VIGA DEBIL					
Conexión nudo			Interior		
RESISTENCIA AL CORTE					
Tensión superior			Tensión Inferior		
α	1.4	-	α	1.4	-
b_{viga}	40	cm	b_{viga}	40	cm
d_{viga}	44	cm	d_{viga}	44	cm
A_s^-	19.67	cm ²	A_s^+	7.57	cm ²
T_1	115.64	T	T_2	44.52	T
$M_{PR1\ viga} =$	41.52	T.m	$M_{PR2\ viga} =$	18.20	T.m
Cortante actuante en la columna			Cortante Nominal Reducido		
V_{col}	18.66	T	γ	4	kg/cm ²
			x	7.5	cm
			b_{viga}	40	cm
			b_j	55	cm
			\emptyset	0.85	-
			V_c	175.35	T
			$\emptyset V_c$	149.04	T
Cortante actuante en el nudo					
V_j	141.49	T			
Condición					
Ok			$V_j \leq \emptyset V_n$		

CONFINAMIENTO				ADHERENCIA		
s	10	cm		Para el sismo en la dirección	hc 55 ≥ 36 cm	Ok
Ash ₁	2.60	cm ²		X	hv 50 ≥ 44 cm	Ok Pasa
Ash ₂	2.115	cm ²				
AS _{estribo}	0.79	cm ²				
No. Ramales	4					

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL									
b _{viga}	40	cm	∑ M _{n columna}	82.00	T.m	≥	1.2 ∑ M _{n viga}	53.82	T.m
d _{viga}	44	cm	Ok						
AS ⁻	19.67	cm ²							
AS ⁺	7.57	cm ²							
M _{n1 viga}	31.57	T.m							
M _{n2 viga}	13.28	T.m							
M _{n columna}	41.00	T.m							
C3	0.9D-S								
C3	67.91	T							

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL SISMO EN DIRECCIÓN X		
NUDO FUERTE - VIGA DÉBIL	Ok	
CONFINAMIENTO	4	Ramales
ADHERENCIA	Pasa	
ANCLAJE	No se requiere verificación	
COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL	Ok	

Análisis de la conexión columna-viga en dirección y

CARGAS DE DISEÑO		
Cargas		
PD	86.94	T
PL	18.2555	T
PS	10.3316	T
C1	1,2D+1,6L	
C1	-	T
C2	1,2D+L+S	
C2	132.92	T
<p>Sismo en Y analisis viga B</p> <p>La viga de analisis se la selecciona en base a la cantidad de acero</p> <p>Usar la combinación que toma en cuenta el sismo</p>		
<p>Condición</p> <p>Ok $P_u < 0,3 \cdot A_g \cdot f'c$</p>		

NUDO FUERTE - VIGA DEBIL					
Conexión nudo			Interior		
RESISTENCIA AL CORTE					
Tensión superior			Tensión Inferior		
α	1.4	-	α	1.4	-
b_{viga}	35	cm	b_{viga}	35	cm
d_{viga}	44	cm	d_{viga}	44	cm
AS^-	17.12	cm ²	AS^+	6.03	cm ²
T_1	100.67	T	T_2	35.47	T
$M_{PR1\ viga} =$	36.18	T.m	$M_{PR2\ viga} =$	14.60	T.m
Cortante actuante en la columna			Cortante Nominal Reducido		
V_{col}	15.87	T	γ	4	kg/cm ²
Cortante actuante en el nodo			x	10	cm
			b_{viga}	35	cm
V_j	120.27	T	b_j	55	cm
Condición			\emptyset	0.85	-
			$\emptyset V_c$	149.04	T
Ok $V_j \leq \emptyset V_n$					

CONFINAMIENTO			ADHERENCIA		
s	10	cm	Para el sismo en la dirección	$h_c \geq 36$ cm	Ok
AS_{h1}	2.60	cm ²	Y	$h_v \geq 44$ cm	Ok Pasa
AS_{h2}	2.115	cm ²			
$AS_{astribo}$	0.79	cm ²			
No. Ramales	4				

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL									
b_{viga}	35	cm	$\sum M_{n\ columna}$	82.00	T.m	\geq	$1.2 \sum M_{n\ viga}$	45.76	T.m
d_{viga}	44	cm	Ok						
A_s^-	17.12	cm ²							
A_s^+	6.03	cm ²							
$M_{n1\ viga}$	27.50	T.m							
$M_{n2\ viga}$	10.63	T.m							
$M_{n\ columna}$	41.00	T.m							
C3	0.9D-S								
C3	67.91	T							

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL SISMO EN DIRECCIÓN Y		
NUDO FUERTE - VIGA DÉBIL	Ok	
CONFINAMIENTO	4	Ramales
ADHERENCIA	Pasa	
ANCLAJE	No se requiere verificación	-
COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL	Ok	

2.9.4. Losas

Las losas en dos direcciones se diseñarán mediante la utilización del método de los coeficientes, este método de diseño de losas utiliza coeficientes de momentos para los diferentes casos que pueden presentar al momento de realizar un diseño de losas. Estos coeficientes tienen en cuenta redistribuciones inelásticas, aunque estén basados en análisis elásticos, esto nos da como resultado que el momento de diseño es menor que momento máximo elástico [14].

Para calcular los momentos de diseños en las franjas centrales se tienen las siguientes convenciones

$$M_a = C_a w l_a^2$$

$$M_b = C_b w l_b^2$$

Tabla 99. Simbología para el diseño de losas alivianadas usando el método de los coeficientes

Simbología	Descripción	Unidades
<i>Ca y Cb</i>	Coefficiente de momento	-
<i>w</i>	Carga uniformemente distribuida	-
<i>la, lb</i>	Luz libre en las direcciones corta y larga, respectivamente.	-

Elaborado por: Carlos Villacís

El procedimiento indica que cada sección debe ser dividida en ambas direcciones en una banda central cuya anchura es la mitad de la anchura de la sección y en dos bandas de borde o bandas de columna con una anchura igual a un cuarto de la anchura de la sección.

2.9.4.1. Acero de refuerzo longitudinal

El ACI – 318 (2019), 24.4.3.2, indica que para el diseño de losas el acero mínimo debe ser el mayor de

$$0.0014 \cdot b \cdot d$$

y

$$0.0018 \cdot \frac{420}{f_y} \cdot b \cdot d$$

2.9.4.2. Ejemplo de diseño de losa alivianada

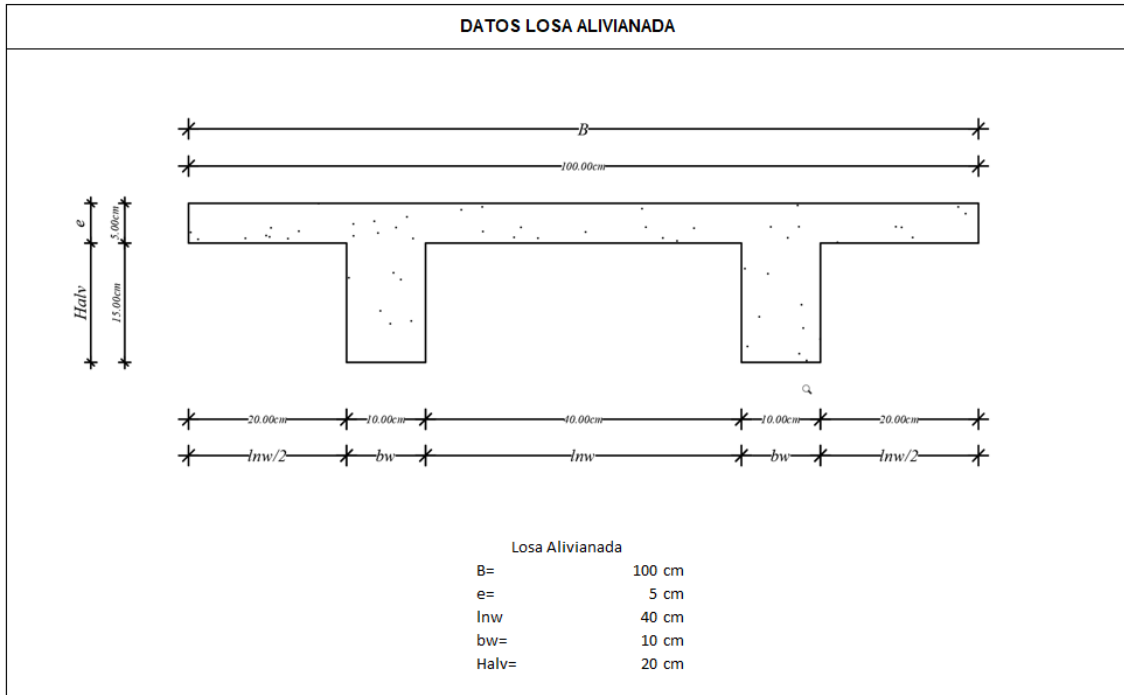


Figura 63. Datos de la losa alivianada

Elaborado por: Carlos Villacís

Panel de diseño

Para calcular los coeficientes de cargas y momentos se usaron interpolaciones.

Luz (m)	3.5	5.5	5.5	3.5	
A	3.5	4	4	3.5	4
B	4	5.5	5.5	4	
m=	0.88	0.73	0.73	0.8750	
Caso	4	8	8	4	
Wa	0.624	0.638	0.638	0.624	Fr1x
Wb	0.376	0.362	0.362	0.376	
Wx	0.624	0.362	0.362	0.624	
Wy	0.376	0.033	0.638	0.376	
A	3.5	5.5	5.5	3.5	5.5
B	5.5	5.5	5.5	5.5	
m=	0.64	1	1	0.64	
Caso	8	2	2	8	
Wa	0.752	0.5	0.5	0.752	Fr2x
Wb	0.248	0.5	0.5	0.248	
Wx	0.752	0.5	0.5	0.752	
Wy	0.248	0.5	0.5	0.248	
A	3.5	5.5	5.5	3.5	5.5
B	5.5	5.5	5.5	5.5	
m=	0.64	1	1	0.64	
Caso	8	2	2	8	
Wa	0.752	0.5	0.5	0.752	Fr3x
Wb	0.248	0.5	0.5	0.248	
Wx	0.752	0.5	0.5	0.752	
Wy	0.248	0.5	0.5	0.248	
A	3	3	3	3	3
B	3.5	5.5	5.5	3.5	
m=	0.86	0.55	0.55	0.86	
Caso	4	8	8	4	
Wa	0.648	0.85	0.85	0.648	Fr4x
Wb	0.352	0.15	0.15	0.352	
Wx	0.352	0.15	0.15	0.352	
Wy	0.648	0.85	0.85	0.648	
	Fr1y	Fr2y	Fr3y	Fr4y	Luz (m)

Figura 64. Coeficientes de carga

Elaborado por: Carlos Villacís

Luz (m)	3.5	5.5	5.5	3.5	
A	3.5	4	4	3.5	4
B	4	5.5	5.5	4	
m=	0.88	0.73	0.73	0.8750	
Caso	4	8	8	4	
Ca	0.062	0.064	0.064	0.062	Fr1x
Cb	0.038	0.059	0.059	0.038	
Wx	0.062	0.059	0.059	0.062	
Wy	0.038	0.033	0.064	0.038	
A	3.5	5.5	5.5	3.5	5.5
B	5.5	5.5	5.5	5.5	
m=	0.64	1	1	0.64	
Caso	8	2	2	8	
Ca	0.075	0.045	0.045	0.075	Fr2x
Cb	0.023	0.045	0.045	0.023	
Wx	0.075	0.045	0.045	0.075	
Wy	0.023	0.045	0.045	0.023	
A	3.5	5.5	5.5	3.5	5.5
B	5.5	5.5	5.5	5.5	
m=	0.64	1	1	0.64	
Caso	8	2	2	8	
Ca	0.075	0.045	0.045	0.075	Fr3x
Cb	0.023	0.045	0.045	0.023	
Wx	0.075	0.045	0.045	0.075	
Wy	0.023	0.045	0.045	0.023	
A	3	3	3	3	3
B	3.5	5.5	5.5	3.5	
m=	0.86	0.55	0.55	0.86	
Caso	4	8	8	4	
Ca	0.065	0.085	0.085	0.065	Fr4x
Cb	0.035	0.014	0.014	0.035	
Wx	0.035	0.014	0.014	0.035	
Wy	0.065	0.085	0.085	0.065	
	Fr1y	Fr2y	Fr3y	Fr4y	Luz (m)

Figura 65. Coeficientes de momento negativo

Elaborado por: Carlos Villacís

Luz (m)		3.5	5.5	5.5	3.5			
A	3.5	A	4	A	4	A	3.5	4
B	4	B	5.5	B	5.5	B	4	
m=	0.88	m=	0.73	m=	0.73	m=	0.8750	
Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
Ca	0.034	Ca	0.038	Ca	0.038	Ca	0.034	Fr1x
Cb	0.021	Cb	0.012	Cb	0.012	Cb	0.021	
Wx	0.034	Wx	0.012	Wx	0.012	Wx	0.034	
Wy	0.021	Wy	0.033	Wy	0.038	Wy	0.021	
A	3.5	A	5.5	A	5.5	A	3.5	5.5
B	5.5	B	5.5	B	5.5	B	5.5	
m=	0.64	m=	1	m=	1	m=	0.64	
Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
Ca	0.045	Ca	0.018	Ca	0.018	Ca	0.045	Fr2x
Cb	0.009	Cb	0.018	Cb	0.018	Cb	0.009	
Wx	0.045	Wx	0.018	Wx	0.018	Wx	0.045	
Wy	0.009	Wy	0.018	Wy	0.018	Wy	0.009	
A	3.5	A	5.5	A	5.5	A	3.5	5.5
B	5.5	B	5.5	B	5.5	B	5.5	
m=	0.64	m=	1	m=	1	m=	0.64	
Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
Ca	0.045	Ca	0.018	Ca	0.018	Ca	0.045	Fr3x
Cb	0.009	Cb	0.018	Cb	0.018	Cb	0.009	
Wx	0.045	Wx	0.018	Wx	0.018	Wx	0.045	
Wy	0.009	Wy	0.018	Wy	0.018	Wy	0.009	
A	3	A	5.5	A	5.5	A	3	3
B	3.5	B	5.5	B	5.5	B	3.5	
m=	0.86	m=	0.55	m=	0.55	m=	0.86	
Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
Ca	0.035	Ca	0.056	Ca	0.056	Ca	0.035	Fr4x
Cb	0.02	Cb	0.005	Cb	0.005	Cb	0.02	
Wx	0.02	Wx	0.005	Wx	0.005	Wx	0.02	
Wy	0.035	Wy	0.056	Wy	0.056	Wy	0.035	
	Fr1y	Fr2y	Fr3y	Fr4y		Luz(m)		

Figura 66. Coeficientes de momento positivo

Elaborado por: Carlos Villacís

Para este ejemplo de cálculo se realizará el diseño de la franja Fr1x

Franja de diseño Fr1x

Distribución de cargas

Diseño

Franja de Diseños	F1x
b	100 cm
h	20 cm
f'c=	210 kg/cm ²
φ=	0.75
d=	17.5
φ flexión=	0.9
fy=	4200 kg/cm ²
nervios/franja	2

L (m)	3.5	5.5	5.5	3.5
Coef Carga	0.624	0.362	0.362	0.624

Distribución de cargas

$$Q_u = W_u \cdot coef_{carga}$$

Qu (T/m)	0.76128		0.44164		0.44164		0.76128	
Coef Corte	1	1.15	1	1	1	1	1.15	1

$$V_u = coef_{corte} \frac{Q_u \cdot l}{2}$$

Vu/franja de diseño	1.33		1.21		1.21		1.53	
	1.53		1.21		1.21		1.21	1.33
Vu/nervio	0.67		0.61		0.61		0.77	
	0.77		0.61		0.61		0.61	0.67

Distribución de momentos

$$M_u = coef_{momento} \cdot W_u$$

Coef M(-)	0.062	0.062	0.059	0.059	0.059	0.059	0.062	0.062
Coef M(+)	0.034		0.012		0.012		0.034	

$$M = W_u \cdot Coef_{mom}$$

Franja de diseño														
Mu (-)	0.93		0.93		2.18		2.18		2.18		0.93		0.93	
Mu (+)	0.51		0.44		0.44		0.44		0.44		0.51		0.51	
Franja nervios														
Mu (-)	0.46		0.46		1.09		1.09		1.09		1.09		0.46	
Mu (+)	0.25		0.22		0.22		0.22		0.22		0.22		0.25	

Diseño a corte

$$V_u \leq \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \cdot \gamma$$

ϕvc= 1.01 T

Revisión Constante

OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
----	----	----	----	----	----	----	----

Diseño a flexión

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Mn (-)	0.51		0.51		1.21		1.21		1.21		1.21		0.51		0.51	
Mn (+)	0.28		0.25		0.25		0.25		0.25		0.25		0.28		0.28	

Acero requerido

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'c \cdot b} \right)$$

As (-) cal	0.74		0.74		1.88		1.88		1.88		1.88		0.74		0.74	
As (+) cal	0.39		0.34		0.34		0.34		0.34		0.34		0.39		0.39	
As (-) rev	0.74	0.36	0.74	1.88	0.36	1.88	1.88	0.36	1.88	1.88	0.36	1.88	0.74	0.36	0.74	
As (+) rev	0.36	0.39	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.39	0.36	

Acero colocado

Øsup	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Nº	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1
Nº	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Øinf	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
As (-) colo	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	2.26	1.13	1.13
As (+) colo	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13

El acero faltante será cubierto por el acero de la malla electrosoldada

Malla electrosoldada

As temp=	0.9	cm ² /m
M.E.S. Ø	4	mm
@	10	cm
No./m	10	
As/m	1.2566371	cm ² /m

2.9.5. Muro

Los muros están diseñados para soportar cargas horizontales como las cargas de vientos, o las cargas que genera un sismo, sin embargo, el muro también está expuesto a cargas axiales y momentos flectores. Por este motivo el muro se debe diseñar a cortante y a flexocompresión

2.9.5.1. Cuantía mínima

El ACI – 318 (2019), 18.10.2.4, indica que, para muros donde la relación de la altura total del muro y la longitud del muro es mayor o igual a 2, la cuantía mínima en 0.15 de longitud del muro es:

$$\rho_{min} = 1.6 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

Tabla 100. Simbología para determinar cuantía mínima en 0.15lw.

Simbología	Descripción	Unidades
f _y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
f _c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²

Elaborado por: Carlos Villacís

El ACI – 318 (2019), 18.10.2.1, indica que para el alma del muro la cuantía de refuerzo debe ser mayor a 0.0025.

2.9.5.2. Flexocompresión

El diseño de flexocompresión del muro se lo debe realizar en base a un diagrama de interacción con la finalidad de revisar las solicitaciones producidas por los esfuerzos se encuentren en la curva de capacidad reducida. Para determinar los esfuerzos máximos y mínimos se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u \cdot y}{I}$$

Tabla 101. Simbología para determinar esfuerzo máximo.

Simbología	Descripción	Unidades
P_u	Carga axial última	T
A	Área de la sección transversal del muro	m ²
M_u	Momento último	T.m
y	Centro de gravedad del muro	m
I	Inercia del muro	m ⁴

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.5.3. Corte

Fuerza cortante de diseño

El ACI – 318 (2019), 18.10.3.1.1 establece la siguiente ecuación para determinar la fuerza cortante de diseño:

$$V_e = \Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$$

Tabla 102. Simbología para determinar la fuerza cortante de diseño

Simbología	Descripción	Unidades
Ω_v	Factor de sobrerresistencia en la sección crítica	-
ω_v	Factor para considerar la amplificación dinámica de cortante	-
V_u	Cortante último	T

Elaborado por: Carlos Villacís

Factor de sobrerresistencia en la sección crítica

El ACI – 318 (2019), 18.10.3.1.2 establece la siguiente expresión para determinar el factor de sobrerresistencia donde la relación de la altura total del muro y la longitud del muro es mayor a 1.5:

$$\Omega_v = \max\left(\frac{M_{pr}}{M_u}; 1.5\right)$$

Tabla 103. Simbología para determinar el factor de sobrerresistencia en la sección crítica.

Simbología	Descripción	Unidades
Mpr	Momento probable	T.m
Mu	Momento último	T.m

Elaborado por: Carlos Villacís

Factor para considerar la amplificación dinámica de cortante

El ACI – 318 (2019), 18.10.3.1.3. estable la expresión mostrada a continuación para determinar el factor para considerar la amplificación dinámica de cortante, cuando la relación entre la altura total del muro y la longitud del muro no es menor a dos:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Tabla 104. Simbología para determinar el factor para considerar la amplificación dinámica de cortante.

Simbología	Descripción	Unidades
n_s	Número de pisos por encima de la sección crítica	cm

Elaborado

por: Carlos Villacís

Se debe tomar en cuenta que el ACI – 318 (2019), establece que n_s no debe ser menor a $0.28h_w$.

Ancho mínimo para resistir la fuerza cortante de diseño

Para determinar el ancho mínimo se utiliza la siguiente expresión

$$b_w \geq \frac{V_e}{0.75 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot lw}$$

Tabla 105. Simbología para determinar el ancho mínimo del muro.

Simbología	Descripción	Unidades
V_e	Número de pisos por encima de la sección crítica	T
f_c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
l_w	longitud del muro	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

Resistencia a cortante

Para determinar la resistencia a cortante el ACI – 318 (2019), 18.10.4.1 establece que se use la expresión mostrada a continuación:

$$V_e \leq \phi \cdot V_n = \phi \cdot A_{cv} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_s \cdot f_y)$$

Tabla 106. Simbología para determinar la resistencia a cortante.

Simbología	Descripción	Unidades
A_{cv}	Área de la sección transversal	cm ²
f_c	Resistencia del hormigón	kg/cm ²
ρ_s	Cuantía de acero	
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero	kg/cm ²
ϕ	Factor de reducción de resistencia, para corte toma un valor de 0.75	

Elaborado por: Carlos Villacís

Diseño de cabezales especiales

El ACI – 318 (2019), 18.10.6.3 indica que cuando las solicitaciones de diseño que incluyen fuerzas sísmicas cumplen con la expresión indicada a continuación, el muro debe considerar elementos de borde en los extremos:

$$\sigma_{max} \geq 0.20 \cdot f'_c$$

$$\sigma \geq \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u \cdot y}{I}$$

En caso de requerir elementos especiales de borde el ACI – 318 (2019), 18.10.6.4 indica que:

Tabla 107. Elementos de borde para muros estructurales especiales.

a	El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor entre	c-0.1lw
		c/2
b	El ancho del elemento de soporte deberá ser menor o igual que:	h _w /16
c	Los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extenderse al menos 300 mm dentro del alma	

Elaborado por: Carlos Villacís

Refuerzo transversal del cabezal

El ACI – 318 (2019), 18.10.6.4 y 18.10.6.5 indican el espaciamiento vertical que debe tener este refuerzo transversal.

$$s = \min\left(\frac{b}{3}; \frac{h}{3}; 6 \cdot \phi_{ab}; 10\text{cm}\right)$$

Tabla 108. Simbología para determinar el espaciamiento vertical

Simbología	Descripción	Unidades
b	Base del cabezal	cm
h	Altura del cabezal	cm
ϕ_{db}	Diámetro de la varilla longitudinal	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

El ACI – 318 (2019), 18.7.5.4 indica como obtener el acero de refuerzo transversal mediante la expresión que se muestra a continuación:

$$A_v = \max(A_{sh1}; A_{sh2})$$

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot s \cdot h'' \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot s \cdot h'' \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

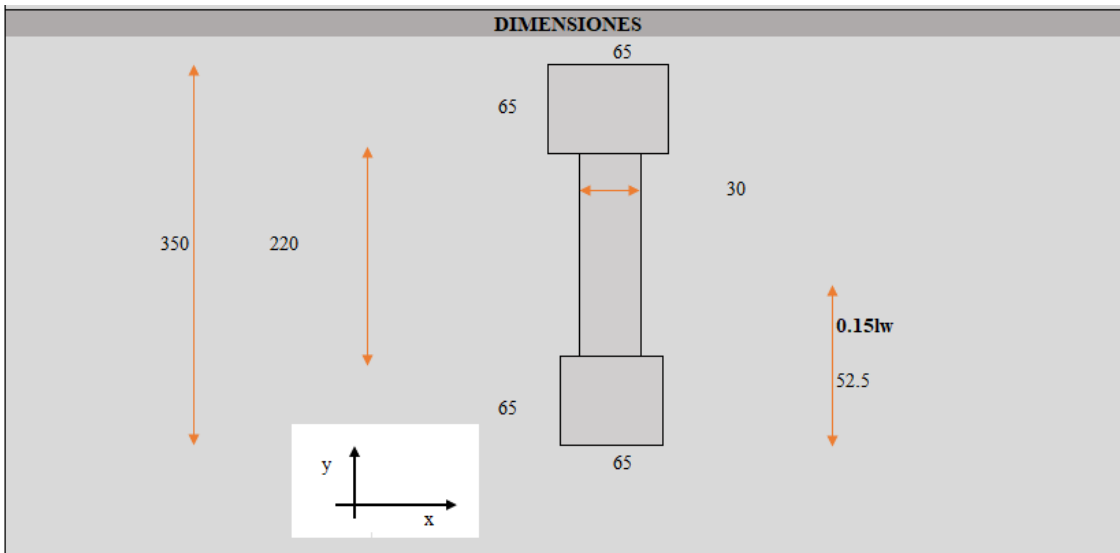
Tabla 109. Simbología para determinar acero de refuerzo transversal

Simbología	Descripción	Unidades
h''	Longitud del núcleo confinado perpendicular a las ramas analizadas	cm
A_g	Área bruta de la sección	cm
A_c	Área del nucleo confinado	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

2.9.5.4. Ejemplo de cálculo de muro

DISEÑO DE MUROS				
f_c		210	kg/cm ²	ACI318-19 Tabla 20.5.1.3.1
f_y		4200	kg/cm ²	
Recubrimiento	r	4	cm	
Número de pisos		5	-	
Altura total	h_w	16.4	m	
Longitud horizontal	l_w	3.5	m	
Espesor del alma	b_w	0.3	m	
Ancho cabezal 1	b_1	65	cm	
Altura cabezal 1	h_1	65	cm	
Ancho cabezal 2	b_2	65	cm	
Altura cabezal 2	h_2	65	cm	
	h_u	360	cm	

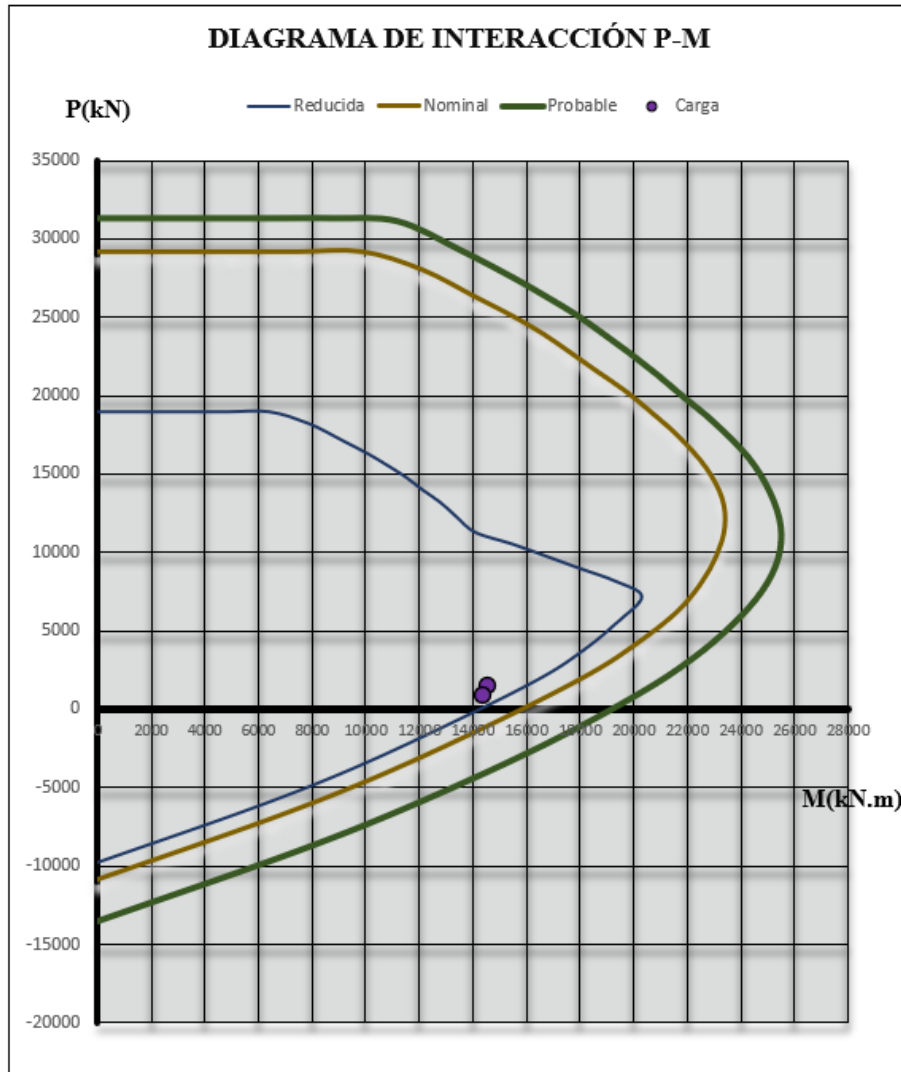


ARMADO				
Cabezal 1				
As	20	Ø	25	mm
As	98.17	cm ²		
ρ cabezal 1	2.32%			
Alma				
As	32	Ø	25	mm
As	157.08	cm ²		
ρ alma	2.38%			
Cabezal 2				
As	20	Ø	25	mm
As	98.17	cm ²		
ρ cabezal 2	2.32%			
Resumen de diseño				
A _T	15050.00	cm ²		
A _{S_T}	353.43	cm ²		
ρ _T	2.348%			

INERCIA Y CENTROIDE								
	B	H	A	x	Ax	d	I _o	I _{Y'}
A1	65.00	65.00	4225.00	32.50	137312.50	0.00	1487552.08	1487552.08
A2	30.00	220.00	6600.00	32.50	214500.00	0.00	495000.00	495000.00
A3	65.00	65.00	4225.00	32.50	137312.50	0.00	1487552.08	1487552.08
			15050.00		489125.00		3470104.17	3470104.17
\bar{X}	32.50	cm						
I _{Y'}	3470104.17	cm ⁴						
	B	H	A	y	Ay	d	I _o	I _{X'}
A1	65.00	65.00	4225.00	32.50	137312.50	142.50	1487552.08	87281458.33
A2	30.00	220.00	6600.00	175.00	1155000.00	0.00	495000.00	495000.00
A3	65.00	65.00	4225.00	317.50	1341437.50	142.50	1487552.08	87281458.33
			15050.00		2633750.00		3470104.17	175057916.67
\bar{Y}	175.00	cm						
I _{X'}	175057916.67	cm ⁴						

FUERZAS DE DISEÑO											
Story	Pier	Combo	Location	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	σ_{max} kN/m ²	σ_{min} kN/m ²
Story1	P2	1.4CM+1.7CV	Bottom	-1761	21	-12	3	-17	-443	1613	728
Story1	P2	1.25(CM+CV)+CSx	Bottom	-1623	1472	-11	11	-17	13756	14829	-12673
Story1	P2	1.25(CM+CV)+CSy	Bottom	-1220	-116	35	-4	150	-1820	2630	-1009
Story1	P2	1.25(CM+CV)-CSx	Bottom	-1468	-1435	-9	-5	-11	-14518	15488	-13538
Story1	P2	1.25(CM+CV)-CSy	Bottom	-1870	153	-55	10	-178	1058	2300	185
Story1	P2	0.9CM+CSx	Bottom	-1098	1465	-7	10	-12	13911	14636	-13176
Story1	P2	0.9CM+CSy	Bottom	-696	-123	39	-5	155	-1665	2127	-1202
Story1	P2	0.9CM-CSx	Bottom	-944	-1442	-5	-6	-6	-14363	14985	-13731
Story1	P2	0.9CM-CSy	Bottom	-1346	146	-51	8	-173	1213	2107	-318
										15488	-13731
RESUMEN DE FUERZAS DE DISEÑO											
	P kN	M3 kN-m	V2 kN	Combinación	Mpr kN-m						
Carga Máxima	-1467.70	-14517.66	-1435.26	1.25(CM+CV)-CSx	20611.64						
Carga Mínima	-943.52	-14362.85	-1442.34	0.9CM-CSx	20188.03						

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN											
ACERO MÍNIMO											
<i>En 0.15bw</i> ACI318-19 18.10.2.4 (a)											
hw/lw	4.69										Ok
0.15*lw	0.53		m								
ρ mínima	0.552%		%								Ok
										$\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$	
<i>En el alma</i> ACI318-19 18.10.2.1											
Sx	14.60		cm								Ok
Sy	11.31		cm								Ok
ρ mínima	0.0025										Ok
ρ alma	0.1158										Ok
1 Ø 25 @ 19 cm											
Load Combinatio	Load, Pu (kN)	Mux (kN-m)	Max Capacity Ratio								
1	.25(CM+CV)-CS:	1467.6974	14517.6576	0.91							
2	0.9CM-CSx	943.5193	14362.8527	0.94							



DISEÑO A CORTE					
V_u	146.36	T			ACI318-19 18.10.3.1.1
$hwcs/lw$	4.69	>	1.5		ACI318-19 18.10.3.1.2
M_{pr}/M_u	1.42				
Ω_v	1.50				
$0.28h_{wcz}$	4.59				ACI318-19 18.10.3.1.3
n_s	5.00				
w_v	1.40				
V_e	307.35	\leq	439.07	Ok	
b_w	30	\geq	30	Ok	
α_c	0.53				ACI318-19 18.10.4.1
V_c	80.64	T			
V_s	329.15	T			
s	15.00	cm			ACI318-19 11.7.3.1
A_v	3.36	cm ²			
Estribo	12.00	mm			
A_e	1.13	cm ²			
A_v colocado	3.00	\emptyset	12.00	@	40.00
A_s	3.39	cm ²			

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES					
42	<	158	ACI318-19 18.10.6.3		
42	<	140			
Requiere elemento especial de borde					
C1	61	cm	ACI318-19 18.10.6.4		
C2	65	cm			
(a)	c-0.1lw	30.00	cm		
	c/2	33.00	cm		
Longitud a confinar		33.00	cm		
(b)	b	30	cm		
DISEÑO POR CONFINAMIENTO					
Columna					
Sx			Sy		
s	10	cm	s	10	cm
Ash1	2.57	cm ²	Ash1	2.57	cm ²
Ash2	2.57	cm	Ash2	2.57	cm
Estribo	14.00	mm	Estribo	14.00	mm
Ae	1.54	cm ²	Ae	1.54	cm ²
#Ramales	2.00		#Ramales	2.00	
Alma					
Sx			Sy		
s	10	cm	s	10	cm
Ash1		cm ²	Ash1		cm ²
Ash2	9.54	cm	Ash2	0.99	cm
Estribo	14.00	mm	Estribo	14.00	mm
Ae	1.54	cm ²	Ae	1.54	cm ²
#Ramales	7.00		#Ramales	1.00	
Espaciamiento vertical					
hx		20	cm		
En la columna			En el alma		
Sx	10.53	cm	Ok	Sx	14.60 cm Ok
Sy	10.53	cm	Ok	Sy	11.31 cm Ok

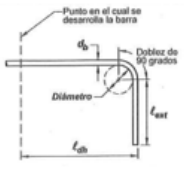
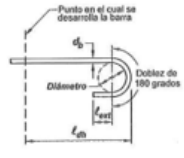
2.10. Detallamiento de planos estructurales

Para el detallamiento de los planos estructurales los criterios que se han tomado están basados en el código ACI – 318 (2019).

2.10.1. Ganchos estándar para barras a tracción

El ACI – 318 (2019), 25.3.1, indica las secciones mínimas que deben tener los ganchos estándar sometidos a tracción con la finalidad de evitar la ruptura del acero al momento de doblarlo y el aplastamiento del hormigón.

Tabla 110. Ganchos estándar a tracción

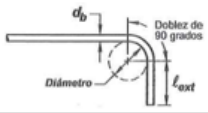
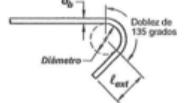
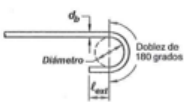
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado en mm	Extensión recta l_{ext} mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180°	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

2.10.2. Ganchos sísmicos para estribos y estribos cerrados de confinamiento

El ACI – 318 (2019), 25.3.2, indica las secciones mínimas que deben tener los ganchos sísmicos con la finalidad de evitar que estos interfieran en el recubrimiento de los elementos cuando estos sean sometidos a esfuerzos.

Tabla 111. Ganchos sísmicos para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado en mm	Extensión recta l_{ext} mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

2.10.3. Longitudes de Desarrollo

Se define como la longitud mínima de empotramiento de una barra, que es necesaria para que trabaje a su esfuerzo de fluencia. El ACI – 318 (2019), 25.4 establece las longitudes necesarias para varillas corrugadas de refuerzo.

2.10.3.1. Barras corrugadas en tracción (l_d)

l_d debe ser el mayor valor entre los resultados de la **Tabla 112** y 30 cm.

Tabla 112. Longitud de desarrollo de barras corrugadas a tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslapo no menor que d_b , recubrimiento libre al menos d_b , y no menos estribos a lo largo de l_d que el mínimo del Reglamento o espaciamento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslapos no menor que al menos $2d_b$ y recubrimiento libre al menos que d_b	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.4\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

Los valores para los factores de la **Tabla 112** los establece el ACI – 318 (2019), 25.4.2.5 y están presentes en la **Tabla 113**.

Tabla 113. Factores de modificación para l_d para barra corrugadas a tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1
Grado del refuerzo Ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1
Tamaño Ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1
	Para barras No. 190 menores y alambres corrugado	0.8
Ubicación Ψ_l	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

2.10.3.2. Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo según el ACI – 318 (2019), 25.4.3.1 debe ser el mayor de:

$$l_{dh} = \max\left(8d_b; 150mm; \frac{f_y \cdot \Psi_e \cdot \Psi_r \cdot \Psi_o \cdot \Psi_c}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}}\right)$$

Los valores para los factores de l_{dh} los establece el ACI – 318 (2019), 25.4.3.2 y están presentes en la **Tabla 114**.

Tabla 114. Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1
Epóxico Ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1
Confinamiento del refuerzo Ψ_r	Para barras No. 36 y menores con $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ o $s \geq 6d_b$	1
	Otros	1.6
Ubicación Ψ_o	Para barras con gancho No. 36 y menores: (1) que termina dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 60\text{mm}$, o (2) con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6d_b$	1
	Otros	1.25
Resistencia del concreto Ψ_c	Para $f'_c < 42 \text{ MPa}$	$\frac{f'_c}{105} + 0.6$
	Para $f'_c > 42 \text{ MPa}$	1

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

2.10.4. Longitudes de barras corrugas a compresión

El ACI – 318 (2019), 25.4.9.1 establece que la longitud de desarrollo, l_{dc} debe ser la mayor entre:

$$l_{dc} = \max \left(200\text{mm}; \left(\frac{0.24 \cdot f_y \cdot \Psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b; 0.043 \cdot f_y \cdot \Psi_r \cdot d_b \right)$$

Los valores para los factores de modificación de l_{dc} los establece el ACI – 318 (2019), 25.4.9.3 y están presentes en la **Tabla 114**

Tabla 115. Factores de modificación para barras corrugadas a compresión

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1
Epóxico ψ_r	Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm centro a centro (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro	0.75
	Otra	1

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

2.10.5. Traslapes

Los traslapes son las uniones entre barras de acero de refuerzo, este mecanismo permite que las barras se prolonguen.

Para varillas corrugadas a tracción el ACI – 318 (2019), 25.5.2.1 establece que la longitud de traslape, l_{st} se lo determina según **Tabla 116**.

Tabla 116. Longitud de empalme por traslape

Ascolocado/Asrequerido	Porcentaje máximo de As empalmado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de empalme	l_{st}	
			Mayor de:	
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de:	1.0ld y 300mm
	100	Clase B	Mayor de:	1.3ld y 300mm
2	Todos los casos	Clase B		

Fuente: ACI – 318 (2019) [9].

Para varillas corrugas a compresión el ACI – 318 (2019), 25.5.5.1 establece que la longitud de traslape, l_{sc} de barras corrugadas No.36 o menores debe determinarse de acuerdo con:

$$l_{sc} = \max(0.071 \cdot f_y \cdot d_b; 300mm)$$

3. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1. Resultados

3.1.1. Combinaciones de cargas

A continuación, en la se resumen las combinaciones de cargas establecidos por las normas de Ecuador y Perú para el diseño sismo resistente:

Tabla 117. Combinaciones de cargas para diseño sismo resistente (Ecuador)

NEC-SE-DS	
C1	1.4D
C2	1.2D+1.6L
C3	1.2D + L ± S
C4	0.9D ± S

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 118. Combinaciones de cargas para diseño sismo resistente (Perú)

NTE .060	
U	1.5CM + 1.8CV
U	1.25(CM + CV) ± CS
U	0.9CM ± CS

Elaborado por: Carlos Villacís

De la **Tabla 117** y **Tabla 118** se puede observar que la norma de Perú utiliza solamente 3 combinaciones y la norma de Ecuador utiliza cuatro combinaciones de cargas. También se puede observar que la combinación 1 de la norma de Perú es un 15.15% mayor en relación con la combinación C2 de la norma de Ecuador. De manera similar sucede con la combinación 2 de la norma de Perú, con la diferencia de que esta combinación es un 8.57% a la combinación C3 de la norma de Ecuador.

3.1.2. Tipología estructural

Inicialmente se había establecido que la tipología estructural de estudio sería un sistema aperticado para realizar el modelamiento con las normas de Ecuador y Perú, sin embargo al momento de realizar el control de derivas con la norma de Perú, las derivas del

sistema aporticado era mayor al límite establecido por la E .030, por lo tanto se procedió realizar un cambio en la tipología estructural, pasando de un sistema aporticado a un sistema de muros estructurales puesto que la E .030 establece que una estructura actuará como muros estructurales cuando los muros absorban más del 75% del cortante basal.

3.1.3. Período fundamental

A continuación, se muestra el periodo fundamental de la estructura después de haber ejecutado la modelación, también se realiza una comparación entre los valores del período calculado manualmente y el obtenido por el programa, esta comparación se realiza para el modelamiento de la norma de Ecuador y la norma de Perú. De la **Tabla 119**, se puede ver que existe un 51% de diferencia entre los periodos de los modelos realizados con la norma de Ecuador y Perú. Esto se debe principalmente a que el modelo realizado con la norma de Perú es más rígido porque tiene muros estructurales, para poder cumplir con el control de derivas que indica la norma E.030.

Tabla 119. Modos de vibración (NEC-15).

Case	Mode	Periodo (s)
Modal	1	0.82
Modal	2	0.815
Modal	3	0.709

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 120. Modos de vibración (NTE 0.30).

Case	Mode	Periodo (s)
Modal	1	0.416
Modal	2	0.399
Modal	3	0.28

Elaborado por: Carlos Villacís

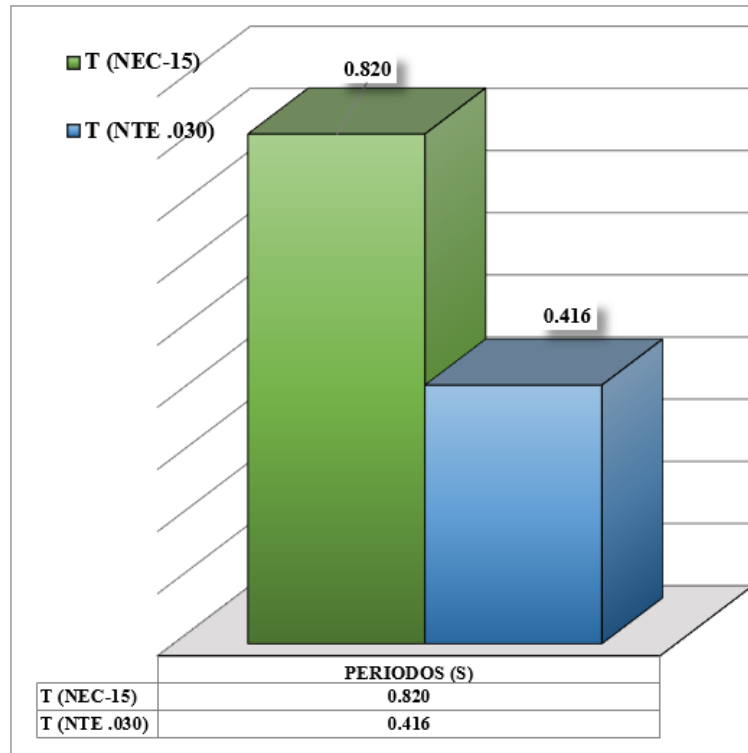


Figura 67. Comparación de periodos de las estructuras.

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.4. Modos de vibración y masa modal

Se presentan un resumen de los periodos y modos de vibración para el modelo realizado con la norma de Ecuador y la norma de Perú. En la **Tabla 121** se puede observar que el modo de vibración fundamental presenta un movimiento de la masa modal efectiva en las direcciones traslacionales y rotacionales similar para las modelaciones realizadas con las normas de Ecuador y Perú, por lo tanto, en el análisis de esta modelación no presenta problemas de torsión en planta.

Tabla 121. Resumen de masa modal de modos de vibración principales.

Modelo		Periodo (s)	Ux	Uy	Rz
NEC-15	1	0.82	0.83	0.00	0.00
	2	0.82	0.00	0.83	0.00
	3	0.71	0.00	0.00	0.84
NTE .030	1	0.42	0.73	0.00	0.00
	2	0.40	0.00	0.69	0.00
	3	0.28	0.00	0.00	0.69

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.5. Cortante Basal

En la **Tabla 122** y **Figura 69** se puede identificar la diferencia del peso de la estructura y el cortante basal de cada estructura. Para las dos estructuras se utilizó un hormigón de 210 kg/cm², sin embargo, la estructura modelada con la norma E .030 tiene un mayor peso y cortante basal en relación con la estructura modelada con la norma NEC-15, debido a que la estructura modelada con la norma E .030 es una estructura definida como muros estructurales.

Entonces, la estructura modelada con la norma E .030 tiene un cortante basal 42.23% mayor al cortante basal que actúa en la estructura que se modelo con la norma NEC-15, esto quiere decir que la estructura modelada con la norma E .030 tiene una mayor capacidad de resistir fuerzas laterales, como las fuerzas sísmicas en comparación con el modelo realizado con la norma NEC-15.

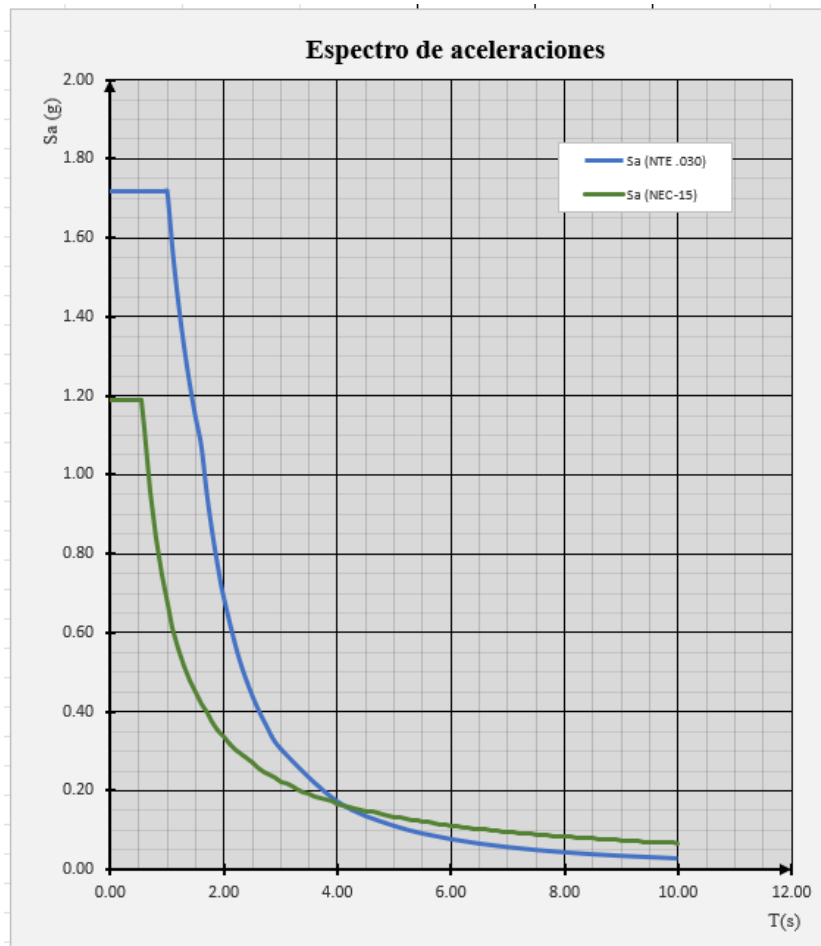


Figura 68. Comparación de espectro de aceleraciones.

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 122. Resumen cortante basal y peso de la estructura

Modelo	Peso (T)	Cortante Basal (T)		
		Estático	Dinámico x	Dinámico y
NEC-15	1712.84	204.34	205.03	205.25
NTE .030	2021.51	353.76	353.76	353.76

Elaborado por: Carlos Villacís

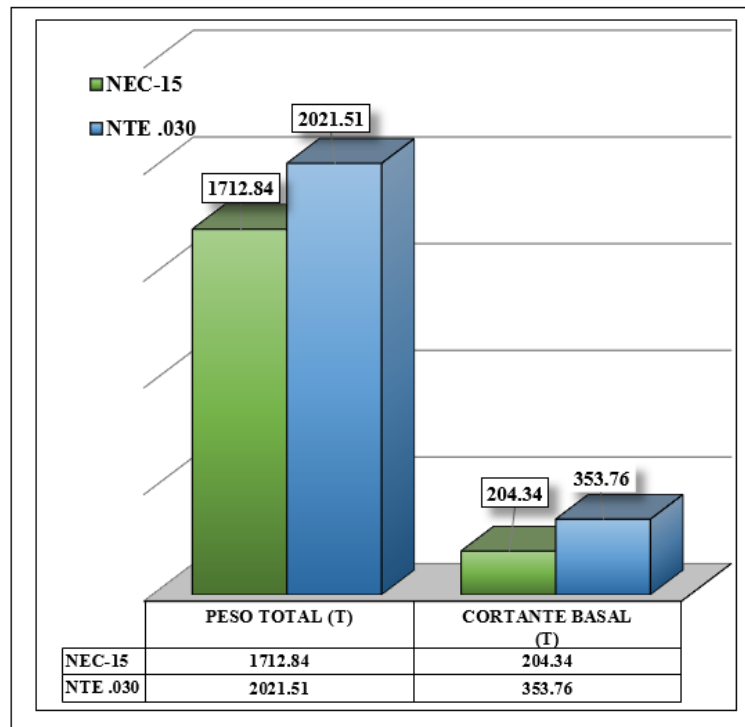


Figura 69. Peso de cada estructura y cortante basal

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.6. Derivas de piso

El modelo realizado con la norma E .030, tiene los valores máximos de derivas en el Piso 4 como se muestra en la **Tabla 123**, considerando que para este modelo se seleccionó un factor de reducción sísmica (R) igual a 6 puesto que es el factor que corresponde a muros estructurales según la E .030, también se puede evidenciar que las derivas inelásticas son menores al 0.7%, lo cual es el límite establecido por la norma NTE .30.

Tabla 123. Resumen de derivas inelásticas E .030

Derivas inelásticas NTE .030													
Dinámico x							Dinámico y						
Ubicación	Dinámico	Dirección	$\Delta_{elástica}$	R	$\Delta_{inelástica} \%$	Revisión $\leq 0.7\%$	Ubicación	Dinámico	Dirección	$\Delta_{elástica}$	R	$\Delta_{inelástica} \%$	Revisión $\leq 0.7\%$
Piso 5	Dx	X	0.0011	6	0.4914	Ok	Story5	Dy	Y	0.0012	6	0.55485	Ok
Piso 4	Dx	X	0.0011	6	0.5094	Ok	Story4	Dy	Y	0.0013	6	0.576	Ok
Piso 3	Dx	X	0.0011	6	0.4923	Ok	Story3	Dy	Y	0.0012	6	0.5508	Ok
Piso 2	Dx	X	0.0009	6	0.40275	Ok	Story2	Dy	Y	0.0010	6	0.45	Ok
Piso 1	Dx	X	0.0005	6	0.2052	Ok	Story1	Dy	Y	0.0005	6	0.2277	Ok
Base	Dx	X	0	6	0	Ok	Base	Dy	Y	0	6	0	Ok
Estática x							Estática y						
Ubicación	Dinámico	Dirección	$\Delta_{elástica}$	R	$\Delta_{inelástica} \%$	Revisión $\leq 0.7\%$	Ubicación	Dinámico	Dirección	$\Delta_{elástica}$	R	$\Delta_{inelástica} \%$	Revisión $\leq 0.7\%$
Piso 5	Sx	X	0.0010	6	0.4671	Ok	Story5	Sy	Y	0.0010	6	0.4644	Ok
Piso 4	Sx	X	0.0011	6	0.4797	Ok	Story4	Sy	Y	0.0011	6	0.47925	Ok
Piso 3	Sx	X	0.0010	6	0.46935	Ok	Story3	Sy	Y	0.0010	6	0.4653	Ok
Piso 2	Sx	X	0.0009	6	0.39285	Ok	Story2	Sy	Y	0.0009	6	0.3888	Ok
Piso 1	Sx	X	0.0005	6	0.20475	Ok	Story1	Sy	Y	0.0004	6	0.2016	Ok
Base	Sx	X	0	6	0	Ok	Base	Sy	Y	0	6	0	Ok

Elaborado por: Carlos Villacís

El modelo realizado con la norma NEC-15, presentó los valores máximos de derivas en el Piso 2 como se muestra en la **Tabla 124**, además para este modelo se seleccionó un coeficiente de reducción sísmica (R) igual 8 puesto que es el factor que le corresponde a pórticos resistentes a momentos según la NEC-15, en este modelo también se revisó que las derivas estén dentro del límite establecido por la NEC-15, la cual indica que la deriva limite permitida es del 2%.

Tabla 124. Resumen de derivas inelásticas NEC-15

Derivas inelásticas NEC-15											
Dinámico x						Dinámico y					
Ubicación	Dinámico	Dirección	R	$\Delta_{inelástica}$ %	Revisión $\leq 2\%$	Ubicación	Dinámico	Dirección	R	$\Delta_{inelástica}$ %	Revisión $\leq 2\%$
Piso 5	Dx	X	8	0.6252	Ok	Story5	Dy	Y	8	0.6024	Ok
Piso 4	Dx	X	8	1.0806	Ok	Story4	Dy	Y	8	1.038	Ok
Piso 3	Dx	X	8	1.4766	Ok	Story3	Dy	Y	8	1.4286	Ok
Piso 2	Dx	X	8	1.644	Ok	Story2	Dy	Y	8	1.6008	Ok
Piso 1	Dx	X	8	1.1298	Ok	Story1	Dy	Y	8	1.101	Ok
Base	Dx	X	8	0	Ok	Base	Dy	Y	8	0	Ok
Estática x						Estática y					
Ubicación	Dinámico	Dirección	R	$\Delta_{inelástica}$ %	Revisión $\leq 2\%$	Ubicación	Dinámico	Dirección	R	$\Delta_{inelástica}$ %	Revisión $\leq 2\%$
Piso 5	Sx	X	8	0.6312	Ok	Story5	Sy	Y	8	0.6156	Ok
Piso 4	Sx	X	8	1.0818	Ok	Story4	Sy	Y	8	1.053	Ok
Piso 3	Sx	X	8	1.4658	Ok	Story3	Sy	Y	8	1.4352	Ok
Piso 2	Sx	X	8	1.6218	Ok	Story2	Sy	Y	8	1.5978	Ok
Piso 1	Sx	X	8	1.1124	Ok	Story1	Sy	Y	8	1.0992	Ok
Base	Sx	X	8	0	Ok	Base	Sy	Y	8	0	Ok

Elaborado por: Carlos Villacís

En la **Tabla 125** se puede observar que las derivas inelásticas del modelo realizado con la E .030 representa alrededor del 30% de las derivas inelásticas que tiene el modelo realizado con la NEC-15. Esto se debe a los límites de derivas establecidos por las respectivas normas.

Por lo tanto, el uso de muros estructurales tiene una gran influencia en la reducción de derivas, debido a que los muros estructurales ayudan a rigidizar la estructura, es decir la estructura es menos flexible y al momento de aplicar las cargas sísmicas, los elementos tendrán menores desplazamientos.

Tabla 125. Resumen de derivas máximas de cada modelo

Modelo	Derivas inelásticas (%)			
	Estática x	Estática y	Dinámico x	Dinámico y
NEC-15	1.62	1.60	1.64	1.60
NTE .030	0.48	0.48	0.51	0.58

Elaborado por: Carlos Villacís

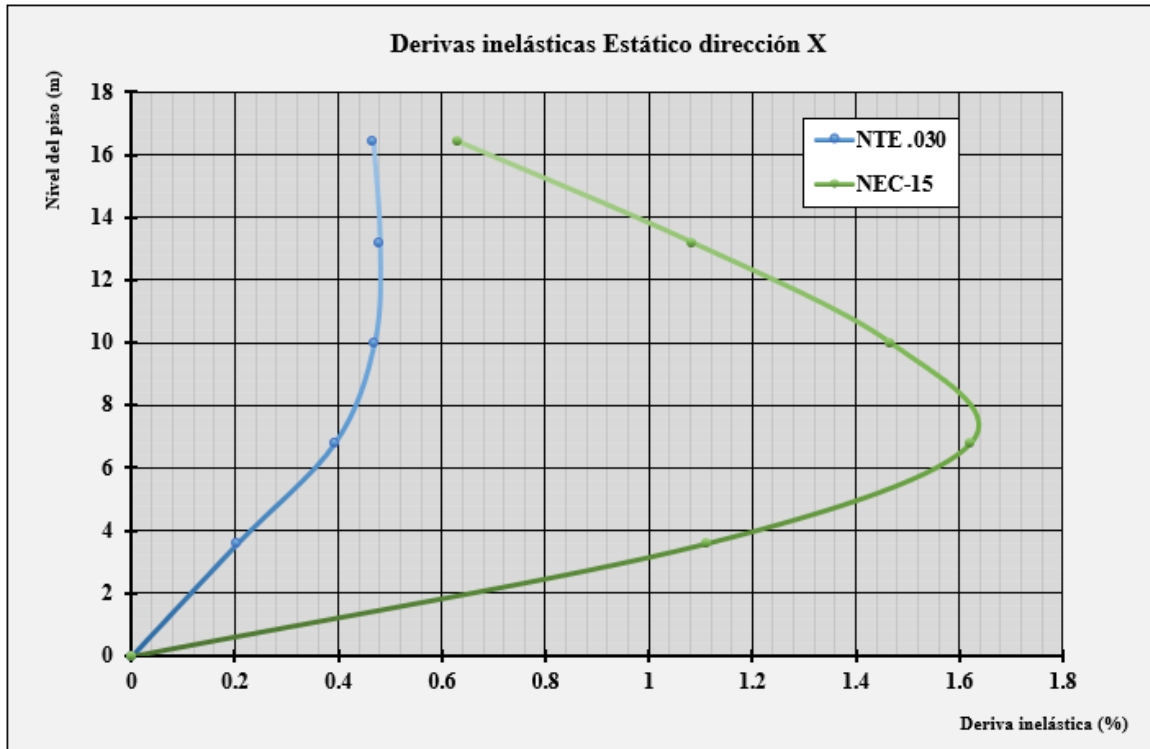


Figura 70. Comparación de derivas inelásticas en la dirección X.

Elaborado por: Carlos Villacís

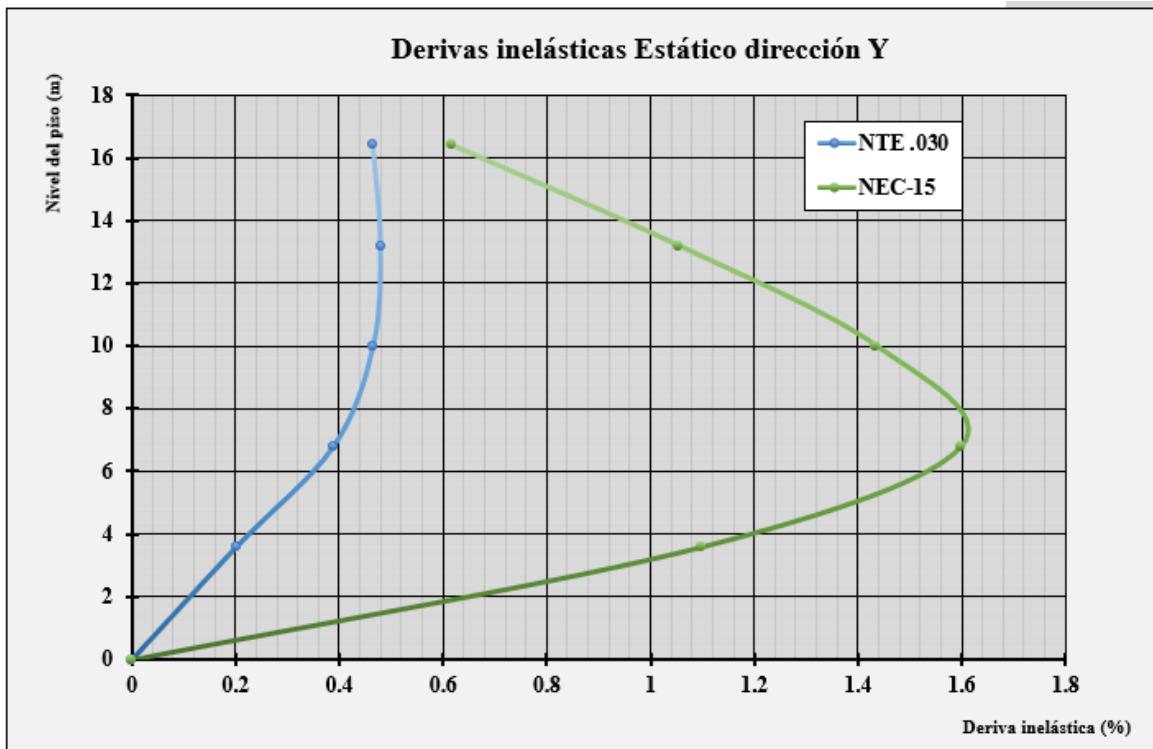


Figura 71. Comparación de derivas inelásticas en la dirección Y.

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.7. Revisión de deflexiones

Como se puede observar en la **Tabla 128**, el modelo realizado con la norma de Ecuador presenta mayores deflexiones en comparación con la estructura realizada con norma de Perú, la diferencia de deflexiones entre las estructuras es de aproximadamente un 40%. Por lo tanto, se puede exponer que los muros en la estructura modelada con la norma de Perú tienen una gran influencia en la deformación.

Tabla 126. Deflexiones máximas por piso NTE .060.

NTE .060					
PISO	Deflexión obtenida (cm)			Condición	Deflexión admisible
	D	L	2D+L	≤	L/480
Piso 5	0.14	0.03	0.31	Ok	1.15
Piso 4	0.13	0.03	0.29	Ok	1.15
Piso 3	0.12	0.02	0.26	Ok	1.15
Piso 2	0.09	0.02	0.20	Ok	1.15
Piso 1	0.05	0.01	0.12	Ok	1.15

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 127. Deflexiones máximas por piso NEC-15.

NEC-15					
PISO	Deflexión obtenida (cm)			Condición	Deflexión admisible
	D	L	2D+L	≤	L/480
Piso 5	0.23	0.05	0.51	Ok	1.15
Piso 4	0.22	0.05	0.49	Ok	1.15
Piso 3	0.19	0.04	0.43	Ok	1.15
Piso 2	0.15	0.03	0.33	Ok	1.15
Piso 1	0.09	0.02	0.20	Ok	1.15

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 128. Resumen de deflexiones en vigas

Modelo	Deflexiones (cm)			
	δ_D	δ_L	δ_{max}	$\delta_{permisible}$
NEC - 15	0.23	0.05	0.51	1.15
NTE .060	0.14	0.03	0.31	1.15

Elaborado por: Carlos Villacís

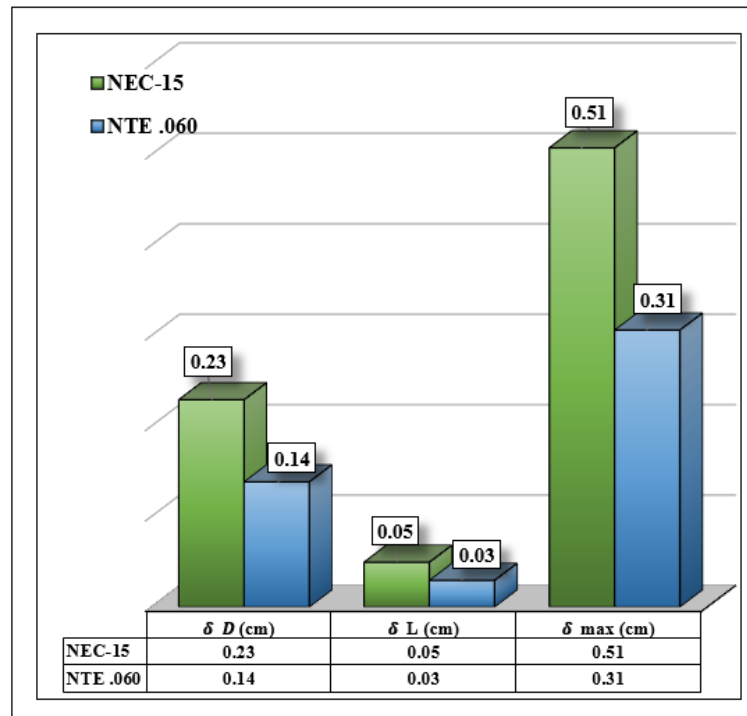


Figura 72. Comparación de las deflexiones.

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.8. Dimensiones de secciones diseñadas

3.1.8.1. Losa

Tabla 129. Secciones de losa alivianada

Losa alivanda en dos direcciones		
Altura total de la losa	20	cm
Espesor de loseta	5	cm
Ancho de nervio	10	cm
Alivianamiento	40x40x15	cm

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.8.2. Vigas

Tabla 130. Secciones de vigas (NEC-15)

Viga	Piso	Sección	Eje
Entrepiso	1-2	V35X50	A, B, C1-3, C4-5, D, E, 1, 2, 3A-B, 3D-E, 4A-C, 4D-E,5
Entrepiso	1-2	V40X50	3B-C
Entrepiso	1-2	V40x55	3C-D, 4C-D
Entrepiso	1-2	V45X60	C3-4
Entrepiso	3	V35X50	A, B, C1-3, C4-5, D, E, 1, 2, 3, 4A-C, 4D-E,5
Entrepiso	3	V40X50	4C-D
Entrepiso	3	V45X55	C3-4
Entrepiso	4	V35X50	A, B, C1-3, C4-5, D, E, 1, 2, 3, 4, 5
Entrepiso	4	V40X55	C3-4
Cubierta	5	V35X50	A, B, C, D, E, 1, 2, 3, 4, 5

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 131. Secciones de vigas (E .030)

Viga	Piso	Sección	Eje
Entrepiso	1-4	V35X50	A2-5, B, C, D, E1-4, 1A-D, 2, 3, 4, 5B-E
Cubierta	5	V35X50	A2-5, B, C, D, E1-4, 1A-D, 2, 3, 4, 5B-E

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.8.3. Columnas

Tabla 132. Secciones finales de columnas (NEC-15).

Columna	Piso	Sección
Central	1-5	C55X55
Perimetral	1-5	C55X55
Esquinera	1-5	C55X55

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 133. Secciones finales de columnas (E .030).

Columna	Piso	Sección
Central	1-5	C65X65
Perimetral	1-5	C65X65
Esquinera	1-5	C65X65

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.8.4. Muro

Tabla 134. Secciones finales de muros (E .030).

Muro	Cabezal (cm)	Espesor (cm)	Alma (cm)	Longitud total (cm)
Muro 1	75X75	30	150	300
Muro 2	65x65	30	220	350
Muro 3	65x65	30	220	350
Muro 4	75x75	30	250	400

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.9. Análisis de costos

En el presente apartado se incluyen las tablas que contiene los en las cuales se puede observar los volúmenes de obras, costos para las estructuras de modeladas con las normas de Ecuador y Perú. Es importante indicar que los materiales utilizados en los modelos presentan las mismas características principales como el acero de refuerzo con

una resistencia a la fluencia de 420 MPa y el hormigón con una resistencia a compresión de 21 MPa.

3.1.9.1. Cantidades de obra

Las cantidades de acero y hormigón requerido por elemento se determinaron en base a las secciones definitivas diseñadas para cada elemento como los muros, las losas alivianadas, columnas y vigas.

Tabla 135. Cantidades de obra por elemento estructural (NEC-15)

NEC-15		
CANTIDADDES DE OBRA POR ELEMENTO		
ELEMENTOS	HORMIGÓN (m³)	ACERO (kg)
VIGAS	145.27	18563.73
COLUMNAS	124.025	48814.5
LOSAS	159.34	10194.06
TOTAL	428.64	77572.29

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 136. Cantidades de obra por elemento estructural (E .030)

NTE .030		
CANTIDADDES DE OBRA POR ELEMENTO		
ELEMENTOS	HORMIGÓN (m³)	ACERO (kg)
VIGAS	124.79	14717.60
COLUMNAS	117.793	40198.37
LOSAS	169.85	10194.06
MUROS	119.72	48809.49
TOTAL (m³)	532.15	113919.52

Elaborado por: Carlos Villacís

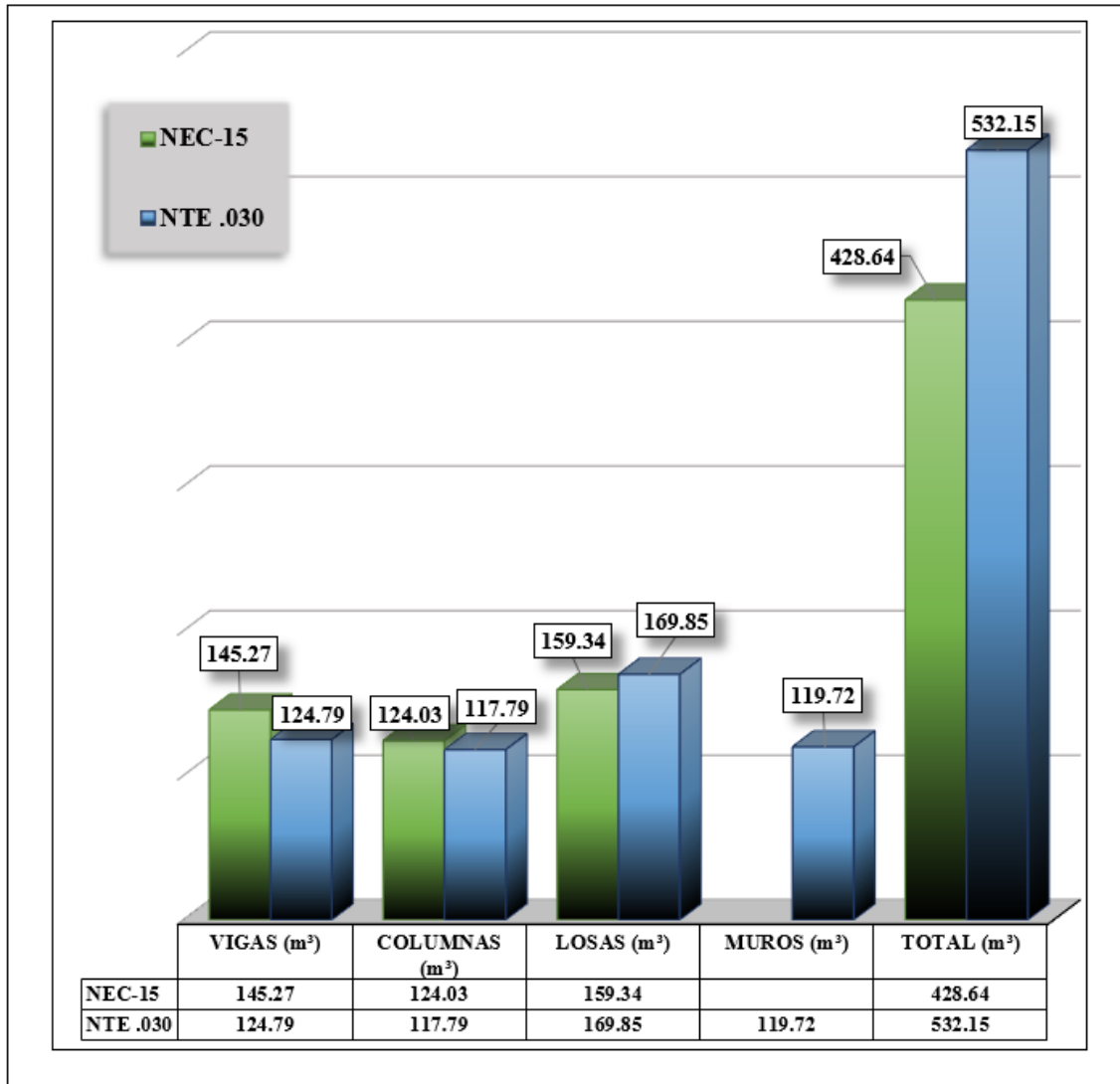


Figura 73. Comparación de hormigón que se utilizó en los modelos de Ecuador y Perú.

Elaborado por: Carlos Villacís

Al observar la **Figura 73**, se evidencia una reducción del 14.09% en la cantidad de hormigón requerido en las vigas del modelo peruano en comparación con las vigas del modelo ecuatoriano. Esta diferencia se justifica porque el modelo peruano utiliza vigas de 35x50 cm, mientras que el modelo ecuatoriano emplea vigas con mayores peraltes.

Del mismo modo, en las columnas del modelo peruano se requiere un 5.03% menos de hormigón en comparación con las columnas del modelo ecuatoriano, a pesar de que las secciones de las columnas del modelo peruano son más grandes. Esta reducción de hormigón en las columnas se debe a que el modelo peruano incorpora muros estructurales, puesto que la normativa peruana que establece un límite de deriva del 0.7%. Esto permite un uso más eficiente del hormigón en las columnas, ya que los muros ayudan a absorber

parte de la carga lateral, reduciendo así la cantidad de hormigón necesaria para las columnas.

En resumen, al comparar el volumen total de hormigón utilizado en los modelos de Perú y Ecuador, se observa una diferencia del 19.45% a favor del modelo peruano. Esta diferencia se debe principalmente a la inclusión de un muro estructural en el modelo peruano, diseñado para el control de las derivas, lo que contribuyó a un mayor consumo de hormigón en comparación con el modelo ecuatoriano.

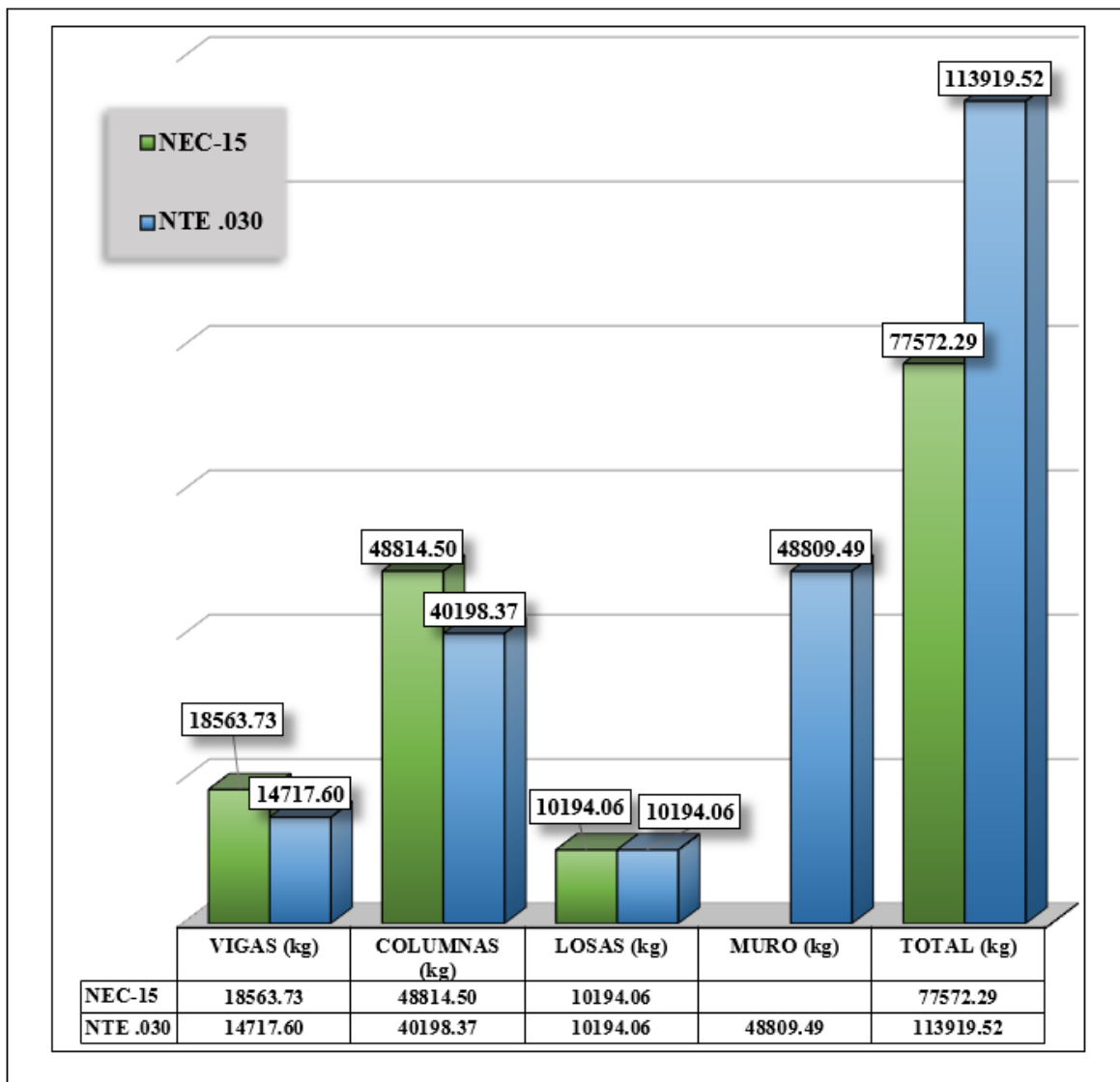


Figura 74. Comparación de acero de refuerzo se utilizó en los modelos de Ecuador y Perú.

Elaborado por: Carlos Villacís

En la **Figura 74** se puede observar la cantidad de acero de refuerzo que se utilizó en los elementos estructurales de los modelos de Ecuador y Perú. Se puede apreciar una reducción del 20% de acero de refuerzo en las vigas del modelo de Perú, esto se debe a

que las secciones de las vigas de Perú son más pequeñas a las de Ecuador debido a la función que desempeñan los muros, puesto que, al incorporar muros estructurales en el diseño, la parte de la carga que normalmente sería soportada por las vigas se transfieren a los muros.

Así mismo, las columnas del modelo peruano también requieren una menor cantidad de acero de refuerzo, en parte debido a la presencia de muros estructurales. Esto se debe a que las normativas de Ecuador y Perú establecen límites diferentes para las derivas inelásticas permitidas, siendo la norma peruana más estricta en este aspecto. Esta diferencia en los límites de derivas influye en la cantidad de acero necesaria para reforzar las columnas, contribuyendo así a la reducción del uso de acero en el modelo peruano en comparación con el modelo ecuatoriano.

3.1.9.2. Análisis de precios unitarios

Para poder definir el precio final de las estructuras es necesario tener en cuenta el costo unitario de los rubros más importantes en cuanto a la obra gris. También se debe indicar que solo se han considerado costos directos en la realización de los análisis de precios unitarios.

3.1.9.2.1. Descripción de rubros utilizados

Los rubros elaborados para los modelos de Ecuador y Perú abarcan rubros como: el hormigón de vigas, columnas, losas, muros, el acero de refuerzo y acero de malla electrosoldada.

Tabla 137. Rubros utilizados para presupuesto

NÚMERO	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN DERL RUBRO
	TV-NE	SUPERESTRUCTURA ECUADOR
	TV-NE-H	Hormigón con encofrado $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
1	TV-NE-H001	Hormigón en columnas $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado
2	TV-NE-H002	Hormigón en vigas $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado
3	TV-NE-H003	Hormigón en losa $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado y bloque de poliestireno
	TV-NE-S	Provisión e instalación de acero de refuerzo
4	TV-NE-S001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
5	TV-NE-S002	Malla electrosoldada $\varnothing 4 \text{ mm @ } 10$
	TV-NP	SUPERESTRUCTURA PERÚ
	TV-NP-H	Hormigón con encofrado $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
6	TV-NP-H001	Hormigón en columnas $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado
7	TV-NP-H002	Concreto en muros $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado
8	TV-NP-H003	Concreto en vigas $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado
9	TV-NP-H004	Concreto en losa aligerada $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado y bloque de poliestireno
	TV-NP-S	Provisión e instalación de acero de refuerzo
10	TV-NP-S001	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
11	TV-NP-S002	Malla electrosoldada $\varnothing 4 \text{ mm @ } 10$

Elaborado por: Carlos Villacís

3.1.9.2.2. Mano de Obra

Para establecer los costos en este estudio, se ha utilizado los salarios mínimos estipulados por la contraloría general del estado en Ecuador y el ministerio de trabajo y promoción del empleo en Perú.

3.1.9.2.3. Materiales y Equipo

El costo unitario de los equipos y materiales se toman en base a:

- Precios referenciales CAMICON para Ecuador y CAPECO para Perú.
- Catálogos referentes de las empresas que ofertan los materiales.
- Precios referenciales de APU'S similares utilizados en el mercado laboral de Ecuador y Perú.

3.1.9.2.4. Precios unitarios de los rubros utilizados

A continuación, se presenta el análisis de precios unitarios para los 11 rubros. Es importante destacar que los rubros identificados como TV-NE corresponden a la estructura de Ecuador, mientras que los rubros TV-NP corresponden a la estructura de Perú. Este desglose detallado nos permitirá comparar y evaluar de manera efectiva los costos asociados a cada componente de la construcción en ambos países.

Tabla 138. APU Hormigón en columnas, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:	TV-NE-H001				1 de 11
RUBRO:	Hormigón en columnas $f_c=210$ kg/cm ² incluye encofrado				UNIDAD: m ³
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5.00% M.O.)	5% MO	-	0.00000		5.19863
Concreteira	1.00	3.00000	3.00000	1.49300	4.47900
Vibrador	1.00	2.50000	2.50000	1.49300	3.73250
SUBTOTAL M					13.41013
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra / E.O.C2	1.00	4.29000	4.29000	1.49300	6.40497
Peón / E.O.E2	11.00	3.83000	42.13000	1.49300	62.90009
Abañil-E.O.D2	2.00	3.87000	7.74000	1.49300	11.55582
Operador de equipo liviano/E.O.D2	4.00	3.87000	15.48000	1.49300	23.11164
SUBTOTAL N					103.97252
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento	kg	350.00000	0.14000	49.00000	
Estacas	u	2.67000	0.15000	0.40050	
Clavos	kg	0.96000	1.03000	0.98880	
Afaja 7 X 7 X 250	u	10.33000	3.00000	30.99000	
Pingos	m ²	11.81000	1.10000	12.99100	
Tablero contrachapado para encofrado 4x8	u	0.56000	16.00000	8.96000	
Arena	m ³	0.65000	13.50000	8.77500	
Ripio	m ³	0.95000	18.00000	17.10000	
Agua	m ³	0.22000	0.85000	0.18700	
Aceite quemado	gl	0.62000	0.44000	0.27280	
SUBTOTAL O					129.67
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					247.04775
INDIRECTOS %					0.00% 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					247.04775
VALOR OFERTADO:					247.05000
SON: DOSCIENTOS CUARENTA Y SIETE DÓLARES CINCO CENTAVOS.					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 139. APU Hormigón en vigas, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:	TV-NE-H002			2 de 11	
RUBRO:	Hormigón en vigas $f_c=210\text{kg/cm}^2$ incluye encofrado				UNIDAD: m ³
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C=A \times B$	R	$D=C \times R$
Herramientas menores (5.00% M.O.)	5% MO	-	0.00000		2.90239
Concretera	1.00	3.00000	3.00000	1.49300	4.47900
Vibrador	1.00	2.50000	2.50000	1.49300	3.73250
SUBTOTAL M					11.11389
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL / HR	COSTO/HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C=A \times B$	R	$D=C \times R$
Maestro de obra / E.O.C2	1.00	4.29000	4.29000	1.49300	6.40497
Peón / E.O.E2	6.00	3.83000	22.98000	1.49300	34.30914
Abañil-E.O.D2	2.00	3.87000	7.74000	1.49300	11.55582
Operador de equipo liviano/E.O.D2	1.00	3.87000	3.87000	1.49300	5.77791
SUBTOTAL N					58.04784
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	$C=A \times B$	
Cemento	kg	350.00000	0.14000	49.00000	
Tabla de encofrado	u	10.00000	3.00000	30.00000	
Arena	m ³	0.65000	13.50000	8.77500	
Ripio	m ³	0.95000	18.00000	17.10000	
Agua	m ³	0.22000	0.85000	0.18700	
Plastiment BV-40 10kg - Sika DISENS A	gl	0.62000	0.44000	0.27280	
SUBTOTAL O					105.33
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	$C=A \times B$	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					174.49653
INDIRECTOS %					0.00% 0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					174.49653
VALOR OFERTADO:					174.50000
Son: CIENTO SETENTA Y CUATRO DÓLARES CINCUENTA CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 140. APU Hormigón en losa alivianada, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLA CÍS RIVAS			
CÓDIGO:	TV-NE-H003			3 de 11	
RUBRO:	Hormigón en losa $f_c=210\text{kg/cm}^2$ incluye encofrado y bloque de				
				UNIDAD:	m ³
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5.00% M.O.)	5% MO	-	0.00000		2.04168
Concretera	1.00	3.00000	3.00000	1.49300	4.47900
Elevador	1.15	2.70700	3.11330	1.50000	4.67000
Vibrador	1.00	2.34000	2.34000	1.50000	3.51000
SUBTOTAL M					14.70068
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra / E.O.C2	1.00	4.29000	4.29000	1.49300	6.40497
Peón / E.O.E2	4.00	3.83000	15.32000	1.49300	22.87276
Abañil-E.O.D2	1.00	3.87000	3.87000	1.49300	5.77791
Operador de equipo liviano/E.O.D2	1.00	3.87000	3.87000	1.49300	5.77791
SUBTOTAL N					40.83355
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento	kg	350.00000	0.14000	49.00000	
Tabla contrachapado para encofrado 4X8ft	u	0.50000	36.08000	18.04000	
Arena	m ³	0.65000	13.50000	8.77500	
Ripio	m ³	0.95000	18.00000	17.10000	
Aditivo impermeabilizante	kg	1.50000	0.90000	1.35000	
Bloque alivian. EPS (poliestireno) 40X40X15cm	u	40.00000	1.23000	49.20000	
SUBTOTAL O					143.47
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					198.99923
INDIRECTOS %				0.00%	0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					198.99923
VALOR OFERTADO:					199.00000
SON: CIENTO NOVENTA Y NUEVE DÓLARES CERO CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 141. APU Acero de refuerzo.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE:		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:		TV-NE-S001		4 de 11	
RUBRO:		Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cmf		UNIDAD: kg	
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C = A \times B$	R	$D = C \times R$
Herramientas menores (5.00% M.O.)	5% MO	-	0.00000		0.02235
Amoladora de disco	1.00	1.00000	1.00000	0.05500	0.05500
SUBTOTAL M					0.07735
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL / HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C = A \times B$	R	$D = C \times R$
Maestro mayor / E.O.C1	0.10	4.29000	0.42900	0.05500	0.02360
Peón / E.O.E2	1.00	3.83000	3.83000	0.05500	0.21065
Fierrero / E.O.D2	1.00	3.87000	3.87000	0.05500	0.21285
SUBTOTAL N					0.44710
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	$C = A \times B$	
Varilla de refuerzo $f_y=4200$ kg/cmf	kg	1.05000	1.18000	1.23900	
Alambre galvanizado No. 18	kg	0.05000	2.36000	0.11800	
Disco de corte de hierro 7"	u	0.01000	2.01000	0.02010	
SUBTOTAL O					1.38
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	$C = A \times B$	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.90155
INDIRECTOS %					0.00% 0.00000
					0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.90155
VALOR OFERTADO:					1.90000
Son: UN DÓLAR NOVENTA CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís

Tabla 142. APU malla electrosoldada.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:	TV-NE-S002			5 de 11	
RUBRO:	Malla electrosoldada Ø 4 mm @ 10			UNIDAD: kg	
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5.00% M.O.)	5% MO	-	0.00000		0.01902
SUBTOTAL M					0.01902
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón / E.O E2	2.00	3.83000	7.66000	0.03300	0.25278
Abañil E.O D2	1.00	3.87000	3.87000	0.03300	0.12771
SUBTOTAL N					0.38049
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Malla Electrosoldad (6.25X2.40)Ø4.5mm 10X10	pln	0.07000	41.90000	2.93300	
A la mbre galvanizado No. 18	kg	0.01000	2.36000	0.02360	
SUBTOTAL O					2.96
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.35611
INDIRECTOS %				0.00%	0.00000
					0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.35611
VALOR OFERTADO:					3.36000
Son: TRES DÓLARES TREINTA Y SEIS CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís.

Tabla 143. APU Hormigón en columnas, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:		TV-NP-H001	6 de 11		
RUBRO:		Hormigón en columnas f'c=210 kg/cm²	UNIDAD: m³		
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramientas manuales (3.00% M.O.)	3% MO	-	0.00000		434102
Vibrador de concreto 4HP 1.25"	0.67	10.00000	6.66700	1.00000	6.66700
Mezcladora de concreto 11P3 (23HP)	0.67	20.00000	13.34000	1.00000	13.34000
SUBTOTAL M					2434802
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=AxB	R	D=CxR
Operario	1.20	24.32000	29.18130	1.00000	29.18130
Oficial	1.20	19.19000	23.03376	1.00000	23.03376
Peón	5.33	17.35000	92.47550	1.00000	92.47550
SUBTOTAL N					144.70055
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C=AxB	
Piedra chancada 1/2"	m³	0.53000	38.56000	20.43680	
Arena gruesa	m³	0.52000	33.47000	17.40440	
Agua puesta en obra	m³	0.18600	6.00000	1.11600	
Cemento	bolsa	9.73000	20.20000	196.54600	
Alambre negro recocido N°8	kg	0.30000	6.78000	2.03400	
Clavos para madera con cabeza de 2 1/2", 3" y 4"	kg	0.17000	5.34000	0.90780	
Perno de anclaje para encofrado 1/2"X0.50m	gr a	0.06000	3.50000	0.21000	
Laca protectora encofrado p/c concreto	gl	0.06000	32.00000	1.92000	
Madera tornillo	p2	4.24000	7.20000	30.52800	
Triplay lupuna de 4X8X6mm	pln	0.14000	35.00000	4.90000	
SUBTOTAL O					276.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=AxB	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					445.05157
INDIRECTOS % 0.00%					0.00000
					0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					445.05157
VALOR OFERTADO:					445.05000
Son: CUATROSIENTOS CUARENTA Y CINCO SOLES CINCO CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís.

Tabla 144. APU Hormigón en muros, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRA BAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CODIGO:		TV-NP-4002			7 de 11
RUBRO:		Concreto en muros Pc=210 kg/cm ³ incluye encofrados			UNIDAD: m ³
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDEIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A x B	R	D=C x R
Herramientas manuales (3.00% M.O.)	3% M.O.	-	0.00000		4.78100
Mezclador de concreto de 9.11P1	0.73	20.00000	14.54000	1.00000	14.54000
Vibrador de concreto 4 HP 2.40"	0.73	10.00000	7.27300	1.00000	7.27300
SUBTOTAL M					26.60000
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDEIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A x B	R	D=C x R
Operario	1.34	24.32000	32.65446	1.00000	32.65446
Oficial	1.34	19.19000	25.76641	1.00000	25.76641
Peón	5.82	17.35000	100.94577	1.00000	100.94577
SUBTOTAL N					159.36665
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C=A x B	
Agua	m ³	0.18000	6.00000	1.11600	
Pedra chancada de 1/2"	m ³	0.53000	38.90000	20.43680	
Arena gruesa	m ³	0.52000	33.47000	17.40440	
Cemento	kg	9.73000	20.20000	196.54600	
Alambre negro recocido N8	kg	0.30000	6.78000	2.03400	
Clavos para madera con cabeza de 2 1/2", 3" y 4"	kg	0.17000	5.34000	0.90780	
Perno de anclaje para encofrado 1/2" X 0.50m	ml	0.06000	3.50000	0.21000	
Laca protección encofrado p/concreto	l	0.08000	32.00000	2.52000	
Madera tornillo	m ²	4.24000	7.20000	30.52800	
Triplay lupuna de 4X8X6mm	plm	0.14000	35.00000	4.90000	
SUBTOTAL O					276.000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					461.96965
INDIRECTOS %					0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					461.96965
VALOR OFERTADO:					461.97000
Soa: CUATROSIENOS SESENTA Y UN SOLES NOVENTA Y SIETE CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís.

Tabla 145. APU Hormigón en vigas, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR				
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS				
CÓDIGO:		TV-ND-H03		8 de 11		
RUBRO:		Concreto en vigas $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye encofrado			UNIDAD:	m ³
Detalle:						
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramientas manuales (3.00% M.O.)	3% M.O.	-	0.00000		4.78100	
Mezclador de concreto de 9-1 IP3	0.73	20.00000	14.54600	1.00000	14.54600	
Vibrador de concreto 4 HP 2.40"	0.73	10.00000	7.27300	1.00000	7.27300	
SUBTOTAL M					26.60000	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Operario	1.34	24.32000	32.65446	1.00000	32.65446	
Oficial	1.34	19.19000	25.76641	1.00000	25.76641	
Peón	5.82	17.35000	100.94577	1.00000	100.94577	
SUBTOTAL N					159.36665	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Agua	m ³	0.18600	6.00000	1.11600		
Piedra chancada de 1/2"	m ³	0.53000	38.56000	20.43680		
Arena gruesa	m ³	0.52000	33.47000	17.40440		
Cemento	bol	9.73000	20.20000	196.54600		
Alambre negro recocido N°8	kg	0.30000	6.78000	2.03400		
Clavos para madera con cabeza de 2 1/2", 3" y 4"	kg	0.17000	5.34000	0.90780		
Perno de anclaje para encofrado 1/2" X 0.50m	grn	0.06000	3.50000	0.21000		
Laca protectora encofrado p/concreto	gl	0.06000	32.00000	1.92000		
Madera tornillo	p2	4.24000	7.20000	30.52800		
Triplay lupuna de 4X8X6mm	plu	0.14000	35.00000	4.90000		
SUBTOTAL O					276.00	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
SUBTOTAL P					0.00000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					461.96965	
INDIRECTOS %					0.00% 0.00000	
					0.00000	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					461.96965	
VALOR OFERTADO:					461.97000	
Son: CUATROSIENTOS SESENTA Y UN SOLES NOVENTA Y SIETE CENTAVOS						
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

Elaborado por: Carlos Villacís.

Tabla 146. APU Hormigón en losa aligerada, incluye encofrado.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:		TV-NP-4004		9 de 11	
RUBRO:		Concreto en losa aligerada $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ incluye alivianamiento y encofrado			
					UNIDAD: m ³
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas manuales (3.00% M.O.)	3% M.O.	-	0.00000		4.44051
Mezclador de concreto de 9-11P3	0.67	20.00000	13.33400	1.00000	13.33400
Vibrador de concreto 4 HP 2.40"	0.67	10.00000	6.66700	1.00000	6.66700
SUBTOTAL M					24.45051
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operario	1.28	24.32000	31.18067	1.00000	31.18067
Oficial	1.28	19.19000	24.60350	1.00000	24.60350
Peón	3.33	17.35000	92.53276	1.00000	92.53276
SUBTOTAL N					148.31693
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Agua	m ³	0.18600	6.00000	1.11600	
Piedra chancada de 1/2"	m ³	0.53000	38.56000	20.43680	
Arena gruesa	m ³	0.52000	33.47000	17.40440	
Cemento	bol	9.73000	20.20000	196.54600	
Bloque alivian. EPS (poliestireno) 40X40X15cm	u	40.00000	8.51000	340.40000	
Alambre negro recocido N°8	kg	0.30000	6.78000	2.03400	
Clavos para madera con cabeza de 2 1/2", 3" y 4"	kg	0.17000	5.34000	0.90780	
Perno de anclaje para encofrado 1/2" X 0.50m	pas	0.06000	3.50000	0.21000	
Laca protectora encofrado p/concreto	gl	0.06000	32.00000	1.92000	
Madera tomillo	p2	4.24000	7.20000	30.52800	
Triplay lipoma de 4X8X6mm	pln	0.14000	35.00000	4.90000	
SUBTOTAL O					616.40
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					789.17043
INDIRECTOS %					0.00%
					0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					789.17043
VALOR OFERTADO:					789.17000
Soa: TRESIENTOS OCHENTA SOLES SESENTA Y NUEVE CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís.

Tabla 147. APU Acero de refuerzo.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR				
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS				
CÓDIGO:		TV-NP-S001	10 de 11			
RUBRO:		Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²			UNIDAD:	kg
Detalle:						
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Herramientas menores (3.00% M.O.)	3% MO	-	0.00000		0.04177	
SUBTOTAL M					0.04177	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C = A x B	R	D = C x R	
Operario	0.03	24.32000	0.77824	1.00000	0.77824	
Oficial	0.03	19.19000	0.61408	1.00000	0.61408	
SUBTOTAL N					1.39232	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C = A x B		
Alambre negro recocido N°16	kg	0.06000	6.78000	0.40680		
Acero comugado fy=4200 kg/cm ²	kg	1.05000	4.02000	4.22100		
SUBTOTAL O					4.63	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C = A x B		
SUBTOTAL P					0.00000	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.06189	
INDIRECTOS %					0.00%	
					0.00000	
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6.06189	
VALOR OFERTADO:					6.06000	
Son: SEIS SOLES SEIS CENTAVOS						
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

Elaborado por: Carlos Villacís.

Tabla 148. APU malla electrosoldada.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR			
NOMBRE DEL OFERENTE		CARLOS SEBASTIÁN VILLACÍS RIVAS			
CÓDIGO:	TV-NP-S002			11 de 11	
RUBRO:	Malla electrosoldada Ø 4 mm @ 10			UNIDAD:	kg
Detalle:					
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (3.00% M.O.)	3% MO	-	0.00000		0.04177
SUBTOTAL M					0.04177
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operario	0.03	24.32000	0.77824	1.00000	0.77824
Oficial	0.03	19.19000	0.61408	1.00000	0.61408
SUBTOTAL N					1.39232
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre negro recocido Nº16	kg	0.06000	6.78000	0.40680	
Malla electrosoldad Ø 4mm @ 10	kg	1.05000	75.90000	79.69500	
SUBTOTAL O					80.10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					81.53589
INDIRECTOS %					0.00%
					0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					81.53589
VALOR OFERTADO:					81.54000
SON: TRES DÓLARES TRENTA Y SEIS CENTAVOS					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Elaborado por: Carlos Villacís.

3.1.9.3. Presupuesto de la Edificación

Para poder realizar una correcta comparación de presupuestos de las estructuras de Ecuador y Perú, se ha decidido tomar todos los valores en dólares. La tasa de cambio utilizada para este trabajo de sol a dólar es equivalente a \$0.27. A continuación, se presenta el presupuesto para la edificación se presenta a continuación:

Tabla 149. Resumen de costos.

NÚMERO	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN DERL RUBRO	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
	TV-NE	SUPERESTRUCTURA ECUADOR				\$ 238,856.99
	TV-NE-H	Hormigón con encofrado $f'c=210$ kg/cm²				
1	TV-NE-H001	Hormigón en columnas $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado	m ³	124.03	\$247.05	\$ 30,640.38
2	TV-NE-H002	Hormigón en vigas $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado	m ³	145.27	\$174.50	\$ 25,349.62
3	TV-NE-H003	Hormigón en losa aligerada $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado y bloque de poliestireno	m ³	159.34	\$199.00	\$ 31,708.66
	TV-NE-S	Provisión e instalación de acero de refuerzo				
4	TV-NE-S001	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	77572.29	\$1.90	\$ 147,387.35
5	TV-NE-S002	Malla electrosoldada \varnothing 4 mm @ 10	m ²	1122.32	\$3.36	\$ 3,770.99
	TV-NP	SUPERESTRUCTURA PERÚ				\$ 270,350.38
	TV-NP-H	Hormigón con encofrado $f'c=210$ kg/cm²				
6	TV-NP-H001	Hormigón en columnas $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado	m ³	117.79	\$102.79	\$ 15,814.95
7	TV-NP-H002	Concreto en muros $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado	m ³	119.72	\$106.35	\$ 14,420.42
8	TV-NP-H003	Concreto en vigas $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado	m ³	124.79	\$106.35	\$ 15,677.61
9	TV-NP-H004	Concreto en losa aligerada $f'c=210$ kg/cm ² incluye encofrado y bloque de poliestireno	m ³	169.85	\$102.79	\$ 21,921.31
	TV-NP-S	Provisión e instalación de acero de refuerzo				
10	TV-NP-S001	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	113919.52	\$1.64	\$ 186,395.12
11	TV-NP-S002	Malla electrosoldada \varnothing 4 mm @ 10	m ²	1122.32	\$14.36	\$ 16,120.98

Elaborado por: Carlos Villacís.

En la **Figura 75** se indica el costo total de los modelos realizados. De esta gráfica se puede observar que el modelo realizado en Ecuador representa menores costoso en comparación con el modelo realizado en Perú, sin embargo, el modelo de Perú tiene una mayor resistencia a las fuerzas sísmicas.

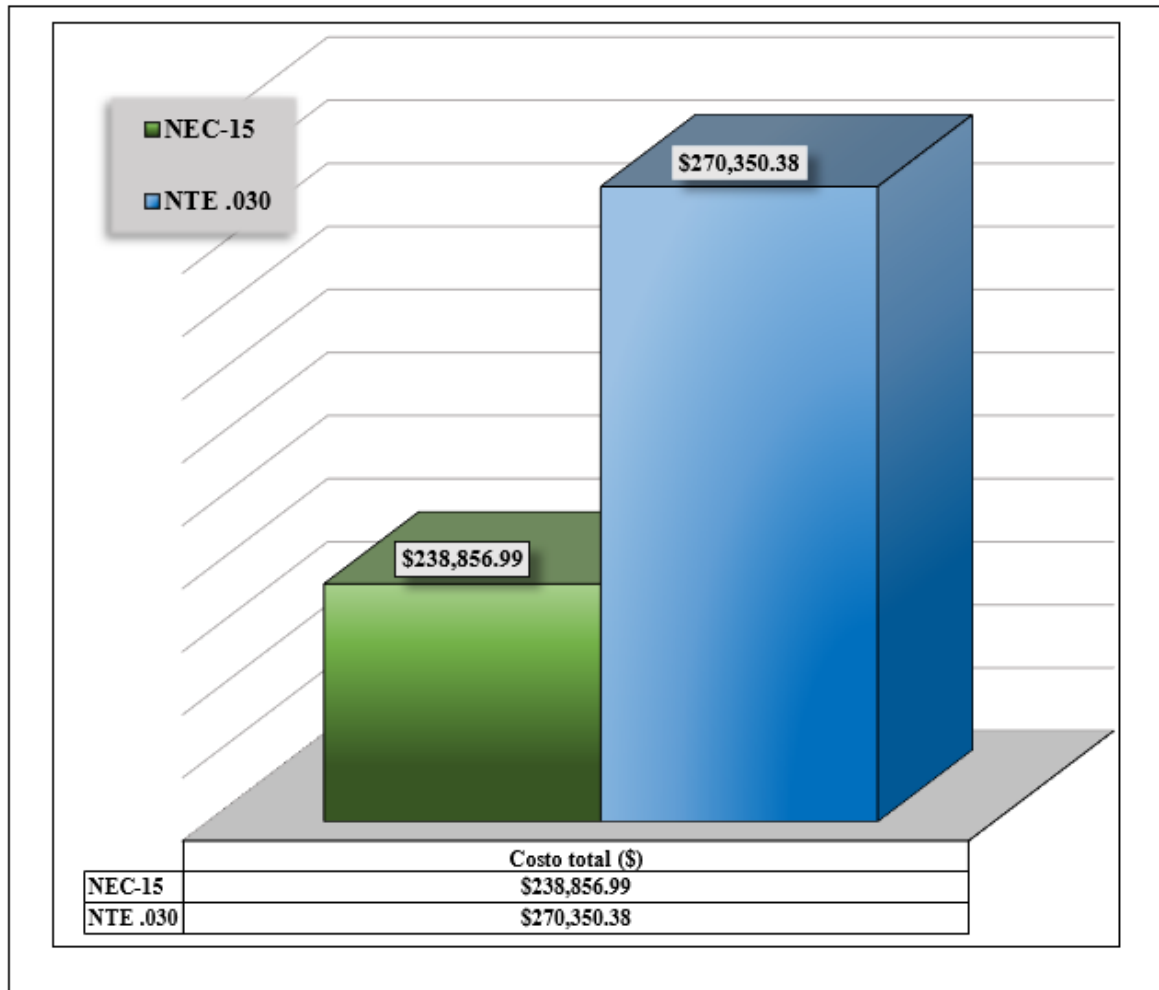


Figura 75. Comparación del costo total.

Elaborado por: Carlos Villacís.

3.2. Conclusiones

- El modelo diseñado que sigue las normas de Perú tiene un peso total de 2021.51 T, lo que representa un aumento del 15.26% con respecto al modelo de Ecuador. Esto se debe a que el modelo peruano incorpora elementos estructurales como vigas, columnas y muros, lo que le confiere una mayor rigidez. Por otro lado, el modelo ecuatoriano no incluye muros en su diseño.
- El módulo de elasticidad del hormigón que se usa en Perú es $15000\sqrt{f'c}$, establecida por la norma, mientras que para Ecuador se usa un módulo de elasticidad de $12500\sqrt{f'c}$ debido a los ensayos realizados en la tesis "Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador $f'c=21,24,28,35$ MPa."

- Las secciones consideradas en el predimensionamiento de vigas no cumplieron con los requisitos de corte, según los radios de capacidad que se mostraban el programa utilizado para el modelamiento. Debido a esta razón, se llevó a cabo una modificación en las secciones de las vigas, aumentando tanto el peralte como el ancho. Este procedimiento se aplicó tanto en los modelos de Ecuador como en los de Perú.
- En el proceso de predimensionamiento de las columnas, se determinó que las secciones utilizadas eran adecuadas y definitivas para el modelo estructural de Ecuador, ya que la estructura funcionaba correctamente con estas especificaciones y cumplían con las especificaciones de la normativa ecuatoriana. Sin embargo, en el caso del modelo diseñado siguiendo las normas de Perú, se requirió un ajuste en las secciones de las columnas, además de la incorporación de muros en la estructura. Esto se debió a que inicialmente se consideró un sistema aporticado para ambas estructuras, pero debido a las exigencias establecidas por las normativas peruanas, se optó por cambiar el sistema aporticado por un sistema con muros estructurales.
- Los resultados obtenidos en este trabajo demuestran la influencia directa de las normas y las exigencias específicas en el diseño de estructuras. Las normas de Perú establecen un límite de deriva del 0.7%, mientras que las de Ecuador permiten un límite del 2%. En el caso del modelo diseñado siguiendo las normas peruanas, se logró obtener una deriva del 0.51% en la dirección x y del 0.58% en la dirección y, lo que se encuentra dentro de los límites permisibles. Por otro lado, el modelo de Ecuador presenta una deriva del 1.64% en la dirección x y del 1.60% en la dirección y, lo que también cumple con los límites establecidos por las normas ecuatorianas. Estos resultados resaltan la importancia de tener en cuenta las regulaciones locales al diseñar estructuras, ya que las diferencias en los límites de derivas pueden tener un impacto significativo en el diseño, la seguridad de la edificación y el presupuesto.
- El cortante basal estático del modelo de Ecuador considera un 11.9% del peso y carga muerta de la estructura, el cual tiene un valor de 204.34T. Mientras que el cortante basal estático del modelo de Perú considera un 17.5% del peso, la carga muerta de la estructura y un 25% de la carga viva, del cual se obtiene un valor de 353,76 T.
- El espectro de aceleraciones es una medida crucial al diseñar estructuras sísmicamente resistentes. En nuestro estudio, observamos que el valor del espectro de aceleraciones para el modelo de Perú es de $1.75 \cdot g$, mientras que para el modelo de Ecuador es de $1.19 \cdot g$. Está marcada diferencia en los valores de

aceleración se atribuye directamente al tipo de estructura definida en los modelos de Perú y Ecuador.

- De acuerdo con la norma sísmica de Ecuador, la estructura se clasifica como un pórtico especial resistente a sismos, construido en hormigón armado, con vigas descolgadas y un factor de reducción $R=8$. Por otro lado, la norma sísmica de Perú clasifica el modelo de estructura como un sistema de muros estructurales con un factor de reducción $R=6$. Esta designación se basa en el hecho de que los muros en la base de la estructura en dirección x absorben un cortante de 293.19, equivalente al 82.88%, y en dirección y , absorben un cortante de 291.37, equivalente al 82.38%. Según la norma peruana, en sistemas de muros estructurales, los muros deben absorber al menos el 70% de la fuerza cortante total.
- Comparando los factores de reducción de las fuerzas sísmicas de las normas de Ecuador y Perú, se encontró que para sistemas estructurales definidos como pórticos las dos normas recomiendan un factor de reducción $R=8$.
- Comparando los factores de reducción de las fuerzas sísmicas de las normas de Ecuador y Perú, se encontró que para sistemas estructurales definidos como muros estructurales la norma de Ecuador recomienda un factor de reducción igual a 5, mientras que la norma de Perú recomienda un factor de reducción igual a 6.
- La norma de Perú considera los sistemas estructurales como muros estructurales cuando la resistencia sísmica dada por los muros estructurales absorbe al menos el 70% de la fuerza cortante en la base, mientras que la norma de Ecuador establece que los muros estructurales deben absorber al menos el 75% de la fuerza cortante de la base.
- El modelo diseñado siguiendo las normas de Ecuador se clasifica como un pórtico especial resistente a sismos, lo que implica que es un sistema estructural con una mayor capacidad de deformación en comparación con el modelo de Perú. Este tipo de sistemas permite la disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas en las bases de las columnas y en los extremos de las vigas.
- En la dirección y , el modelo de Perú incorpora muros con elementos especiales de borde de 75x75 cm. Esta elección se debe a que en esta dirección se observaron mayores derivas.
- Al analizar las deformaciones causadas por las cargas vivas y muertas, se observó que las deformaciones en el modelo ecuatoriano eran un 39.22% mayores en comparación con las encontradas en el modelo peruano, a pesar de que las vigas en el modelo ecuatoriano tienen dimensiones mayores. Este aumento significativo en las deformaciones en el modelo ecuatoriano se debe principalmente a la mayor

carga que estas vigas deben soportar en comparación con las vigas del modelo peruano. Las vigas del modelo peruano experimentan cargas menores debido a la presencia de muros estructurales que contribuyen a distribuir y absorber parte de la carga.

- Al analizar los resultados acerca del comportamiento estructural que presentaron los modelos realizados con las normas de Ecuador y Perú, se concluye que la norma sismo resistente de Perú es más rigurosa que la norma sismo resistente de Ecuador.
- En Perú, la normativa divide el país en cuatro zonas sísmicas. La zona 1 se caracteriza por un riesgo sísmico bajo, la zona 2 presenta un riesgo sísmico moderado, la zona 3 experimenta un riesgo sísmico alto, y la zona 4 tiene un riesgo sísmico muy alto. En contraste, Ecuador ha dividido su territorio en seis zonas sísmicas. La zona 1 tiene un nivel de riesgo intermedio, mientras que las Zonas 2 a 5 se consideran de alto riesgo, y la zona 6 presenta un riesgo sísmico muy alto.
- Según las normas que se rigen entre Ecuador y Perú establecen que la participación de la masa debe ser mayor al 90%, lo cual se fue verificado para cada uno de los modelos.
- Al examinar el modelo desarrollado según las normativas de Perú, se destaca su mayor resistencia. Esta diferencia se debe a que el cortante dinámico en la estructura peruana es un 42% mayor en comparación con la estructura ecuatoriana. Esta diferencia se origina debido a varias razones. Primero, el modelo peruano utiliza un factor de reducción sísmica de 6, mientras que el ecuatoriano emplea un valor de 8, lo que influye directamente en la capacidad de resistencia. Además, las combinaciones de cargas para diseño sismo resistente de la normativa peruana son mayores a las combinaciones que establece la normativa ecuatoriana.
- Al realizar la revisión de derivas, se encontró que la norma de Perú establece un menor límite permisible de derivas en relación con el límite permisible de derivas establecido por la norma de Ecuador, puesto que el límite de derivas permisibles de la norma de Perú es del 0.7% mientras que la del Ecuador establece un límite de derivas del 2%. Teniendo en cuenta que la normativa peruana establece límites de derivas más estrictos, la mampostería en la estructura puede aportar a mejorar la rigidez de la estructura, mediante la absorción de cargas y mejorar la resistencia frente a sismos.
- El costo final del modelo peruano es un 11.02% más elevado que el costo del modelo ecuatoriano. Este aumento en el precio se debe principalmente a la

inclusión de los muros necesarios para asegurar el correcto funcionamiento de la estructura.

- Las normas sísmicas de Ecuador y Perú establecen que la fuerza cortante mínima en el primer entrepiso debe ser al menos el 80% del valor calculado. En el caso del modelo de Ecuador, se logra alcanzar el 100% de la fuerza tanto en la dirección x como en la dirección y, cumpliendo plenamente con esta exigencia. De manera similar, el modelo de Perú también se ajusta a esta norma, logrando un 100% de la fuerza cortante requerida en ambas direcciones. Esto demuestra que ambos modelos cumplen con los requisitos sísmicos establecidos por las normativas de sus respectivos países en lo que respecta a la fuerza cortante mínima en el primer entrepiso.
- La estructura de Perú presenta un periodo de vibración de 0.42 segundos, mientras que la de Ecuador tiene un periodo de vibración de 0.82 segundos. Estos valores indican claramente que las estructuras con mayor rigidez poseen periodos de vibración más cortos, mientras que las estructuras con una mayor capacidad de deformación tienden a tener periodos de vibración más largos. Esta diferencia en los periodos de vibración es un indicador importante de las características fundamentales de cada estructura y refleja la influencia de la rigidez en su comportamiento sísmico.
- Es importante destacar que las estructuras más pesadas suelen experimentar un cortante basal mayor en comparación con las estructuras más livianas. Esto indica claramente que las estructuras más pesadas tienden a ser más rígidas y tienen una mayor capacidad para resistir fuerzas laterales, como las generadas por los sismos. En resumen, el peso de una estructura es un factor fundamental que influye en su rigidez y, por ende, en su capacidad para resistir fuerzas sísmicas y otras cargas laterales.
- Es importante destacar que, al analizar los primeros dos modos de vibración de ambos modelos, se observa un comportamiento estructural predominantemente traslacional. Esta característica es un indicativo de un adecuado comportamiento de las estructuras ante la presencia de sismos. La capacidad de responder principalmente en modos de vibración traslacionales sugiere que los modelos están diseñados de manera efectiva para resistir las fuerzas sísmicas, lo que es esencial para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras en áreas propensas a los terremotos.

- El modelo realizado con la norma de Perú permitió reducir la cantidad de acero necesario en las vigas, debido a que los muros diseñados son los que resisten el mayor porcentaje de las fuerzas producidas por el sismo.
- Las estructuras de Ecuador y Perú cumplen con el nivel de seguridad que requiere cada norma.

3.3. Recomendaciones

- Si bien es cierto que el modelo de Perú resulta ser más costoso en comparación con el modelo de Ecuador, estos modelos ofrecen un nivel significativamente superior de seguridad ante eventos sísmicos. La prioridad en la seguridad de las personas y la integridad de las edificaciones supera la consideración de costos inmediatos. Además, esta inversión en muros estructurales puede traducirse en ahorros a largo plazo al reducir los riesgos de daños catastróficos y los costos de reparación y mantenimiento en caso de un terremoto.
- Considerando el modelo de Perú se podría realizar una reducción en secciones de las columnas en los pisos superiores basándose en un análisis de diseño vs capacidad, esto ayudaría a reducir los costos finales de la estructura.
- El modelo de Perú resulta más conveniente teniendo en cuenta que la moneda usada en Ecuador es el dólar, sin embargo, para saber si el modelo realizado con la norma de Perú es factible económicamente en dicho país se debería realizar un estudio más profundo teniendo en cuenta algunos factores importantes como el salario básico de dicho país.
- Los modelos en zonas fronterizas deberían ser similares, ya que comparten condiciones geográficas y sísmicas semejantes. Sin embargo, los resultados obtenidos indican que las normativas actuales podrían no reflejar adecuadamente las condiciones reales de riesgo sísmico en esta región. Por lo tanto, se sugiere una revisión exhaustiva de estas normativas para asegurar que se adapten de manera más precisa a las necesidades y desafíos específicos de la zona fronteriza. Esta revisión podría conducir a una mayor coherencia en los enfoques de diseño estructural entre ambos países y también a una mayor eficiencia en la construcción de edificaciones resistentes a sismos en estas áreas.

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico, 2014.
- [2] INDECI, Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismorresistente, Lima, Perú., 2017.
- [3] I. J. Z. H. Muchaypiña, «Estudio de tratamiento de cauce para el control de inundaciones en los ríos priorizados en la AAA Jequetepeque-Zarumilla: Chira,» Junio 2016.
- [4] Google Maps, *Provincia de Loja (Ecuador)*, 2023.
- [5] Google Maps, *Provincia de Ayacucho (Perú)*, 2023.
- [6] NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Carga(no sísmica), 2014.
- [7] V. M. H. Cevalos, «Proyecto y evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado basado en desplazamientos,» UNIVERSITARI EN ENGINYERIA ESTRUCTURAL I DE LA CONSTRUCCIO, 2010. [En línea]. Available: <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/12350>.
- [8] MIDUVI, *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico Diseño Sismorresistente. In M. CAMICON; (Ed.), Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (Vol. 1 Issue 2015). MIDUVI., 2015e.*
- [9] ACI Comité 318, *Requisitos de reglamento para concreto estructural*, 2019.
- [10] MIDUVI-SGRA, *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*, Quito, 2016.
- [11] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, "*Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*", 2009.
- [12] NEC-SE-HM, *Estructuras de hormigón armado*, 2015.
- [13] J. C. McCormac y R. Brown, *Diseño de Concreto Reforzado*, México: Alfaomega, 2017.
- [14] A. H. Nilson, *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*, Bogotá: Emma Ariza H., 2001.

- [15] H. X. A. Cabrera, *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador $f'c:21,24,28,35$ MPa*, Quito, Septiembre 2014.
- [16] P. Viera Arroba y P. Caiza Sanchez, *Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado*, 2019.
- [17] D. Sosa, *Apuntes de clase "Diseño de proyectos estructurales"*, Quito, 2023.
- [18] CAMICON, *Revista Cosntrucción*, Quito, 2022.
- [19] ACI Comité 352, *Recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructura monolíticas de concreto reforzado*, 2002.
- [20] M. Rodríguez, «UNA REVISIÓN CRÍTICA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EL PERU: E.030 Y E.060 CONCRETO ARMADO,» *Revista Internacional De ingeniería De Estructuras*, abril 2018.

5. ANEXOS

5.2. Anexo I. Planos estructurales para edificio aporticado de 5 pisos con la norma de Ecuador.



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

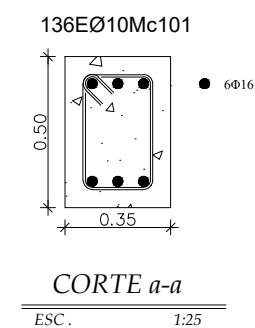
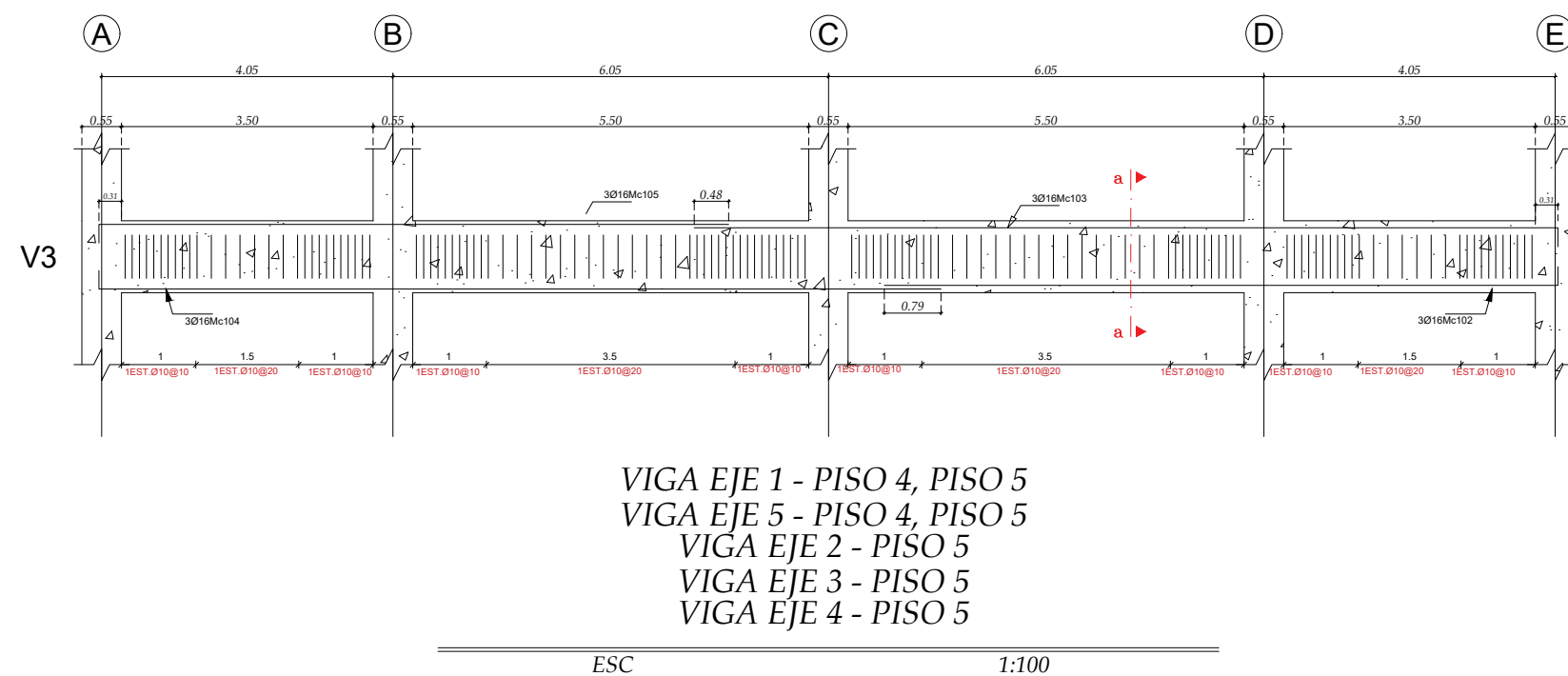
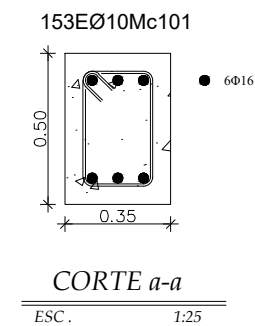
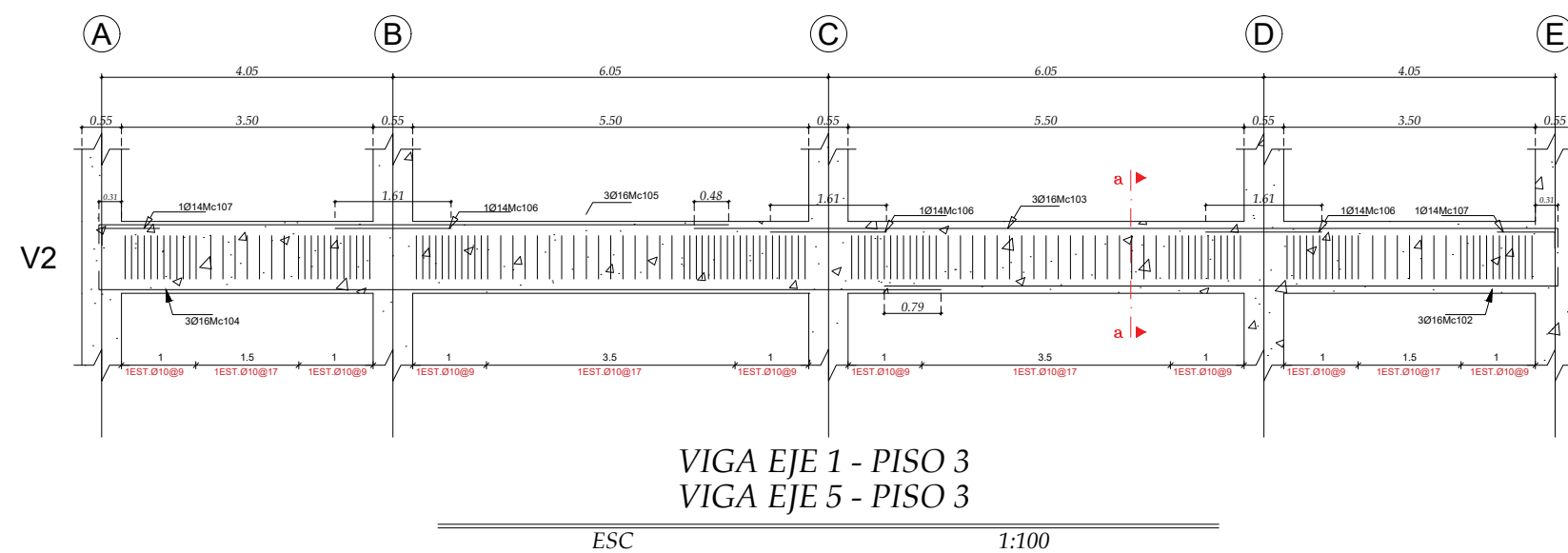
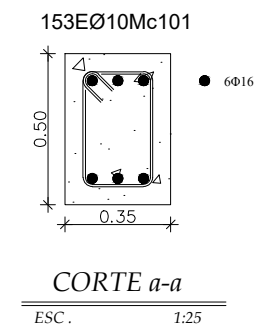
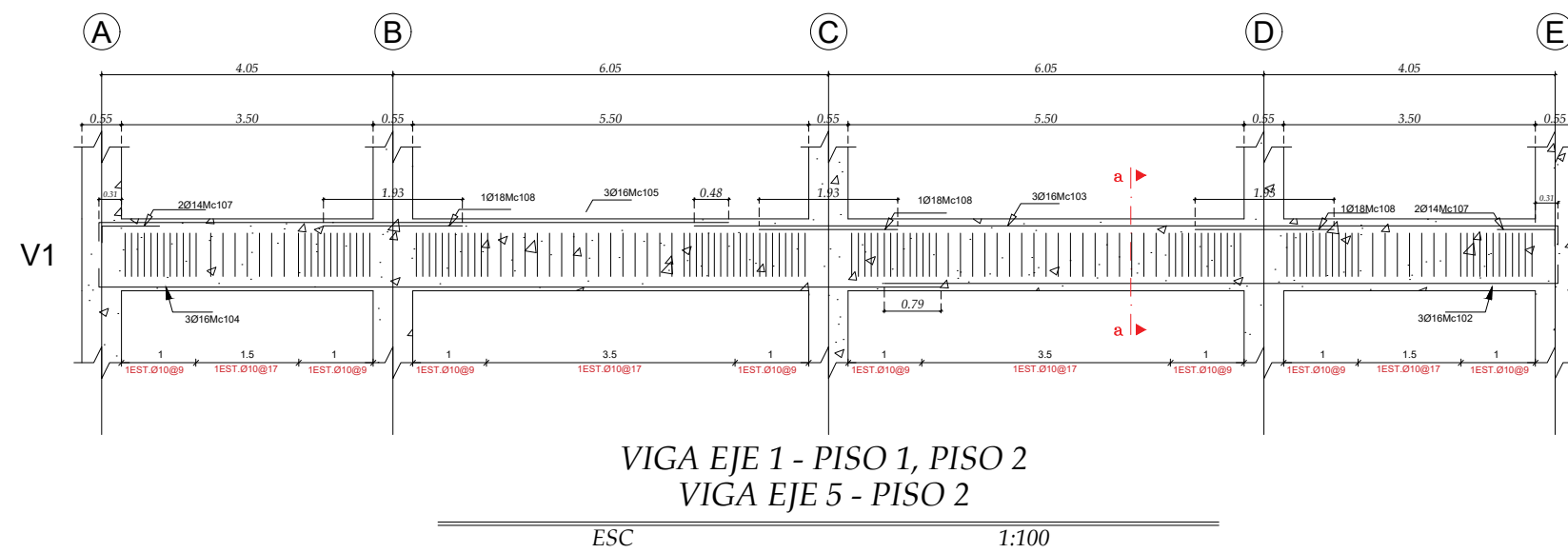
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
1/14

ESCALA:
INDICADAS





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

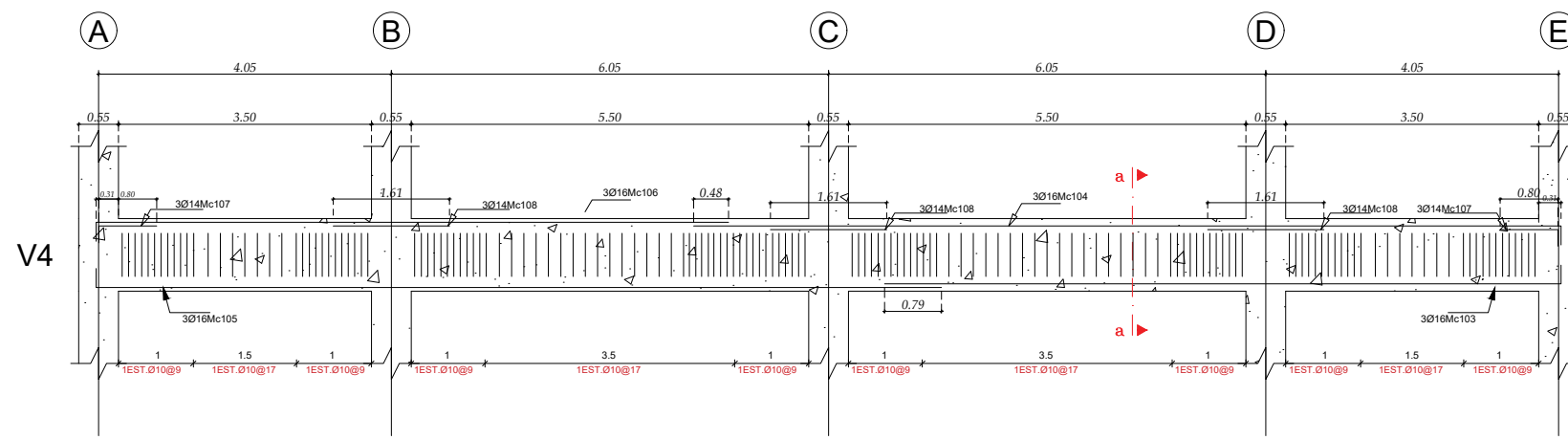
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

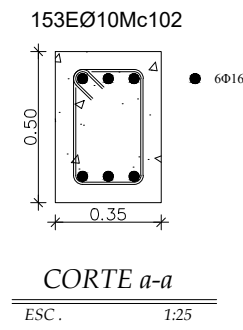
LAMINA:
2/14

ESCALA:
INDICADAS



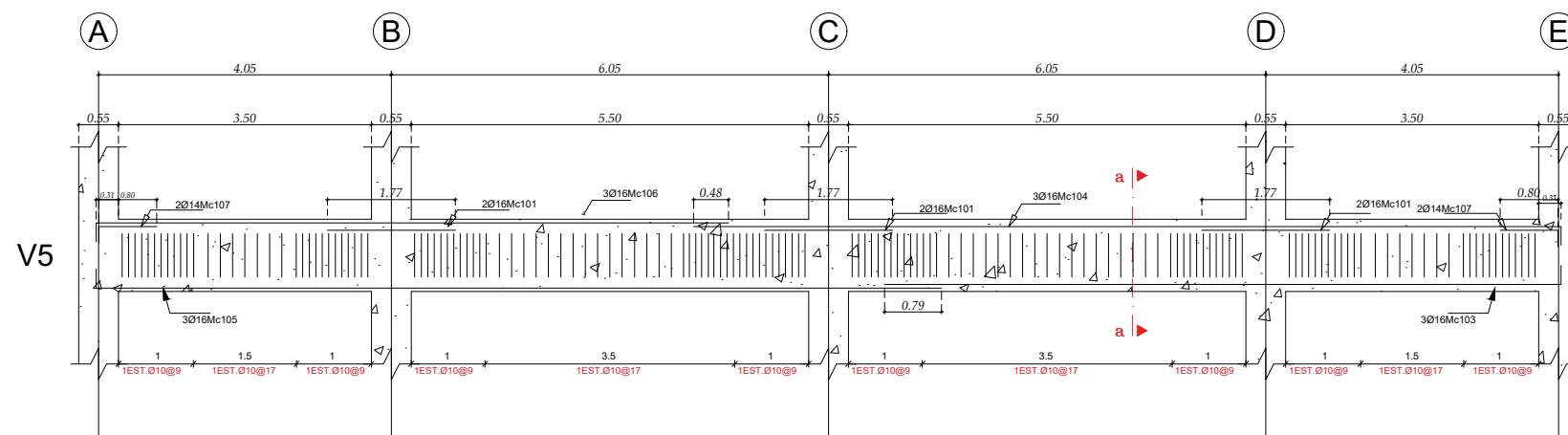
VIGA EJE 2 - PISO 2

ESC. 1:100



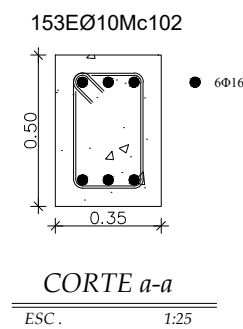
CORTE a-a

ESC. 1:25



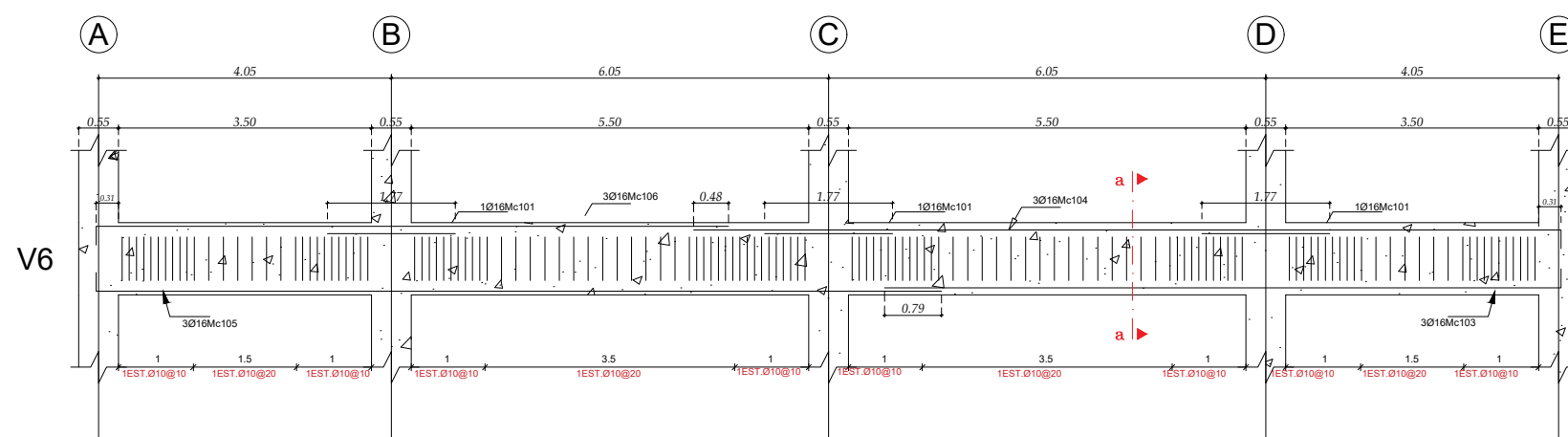
VIGA EJE 2 - PISO 3

ESC. 1:100



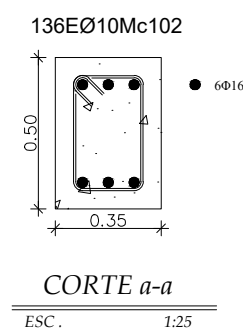
CORTE a-a

ESC. 1:25



VIGA EJE 2 - PISO 4

ESC. 1:100



CORTE a-a

ESC. 1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

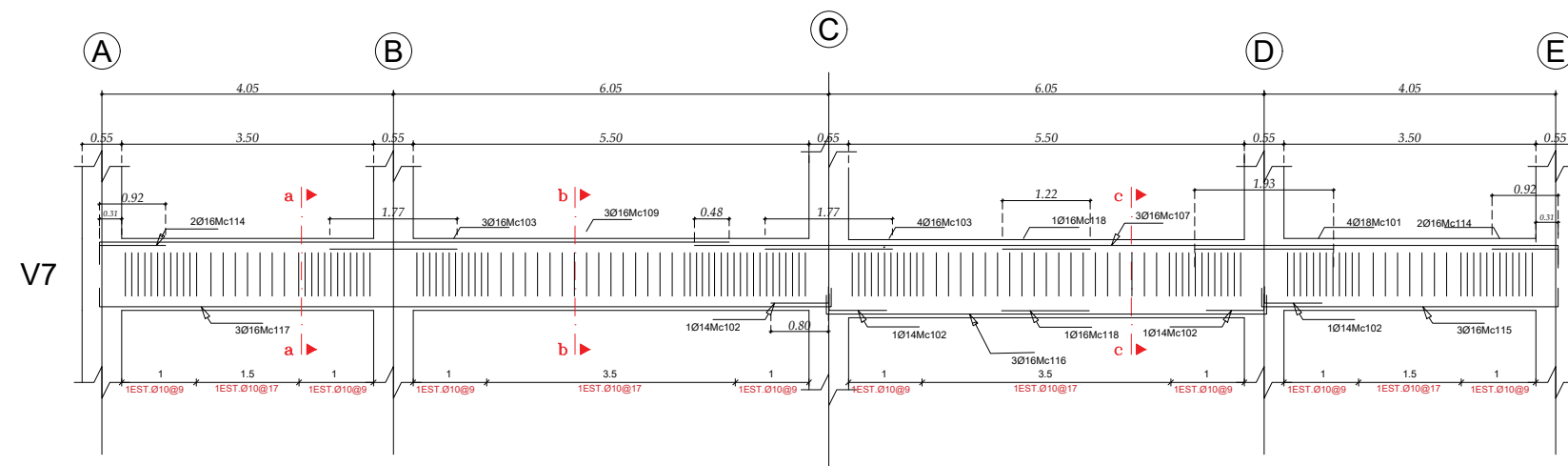
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

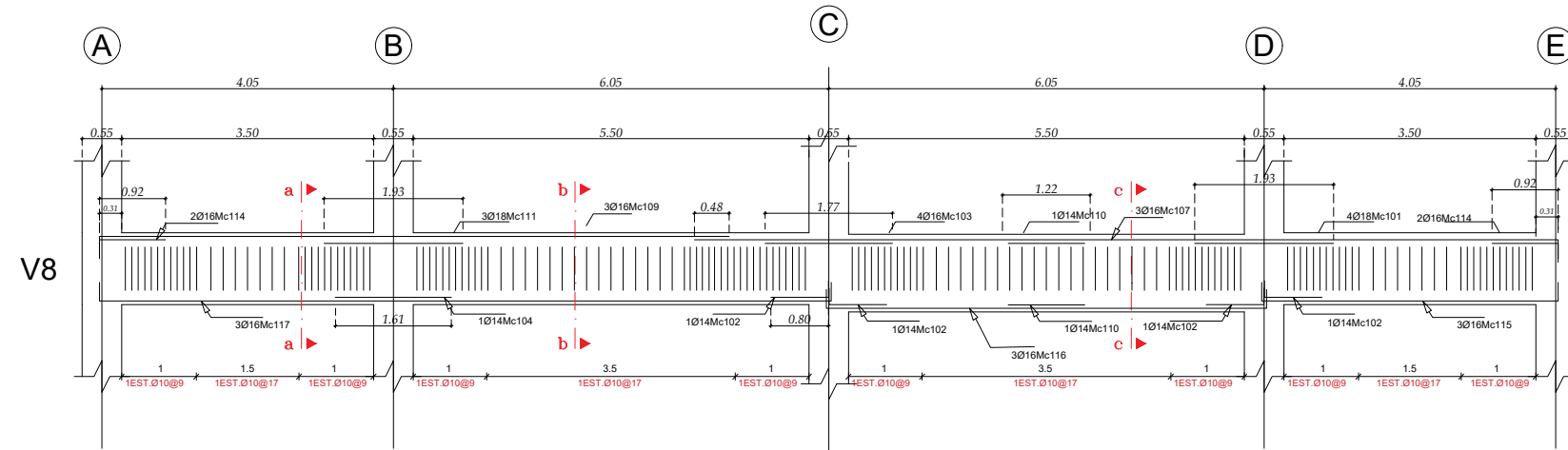
LAMINA:
3/14

ESCALA:
INDICADAS



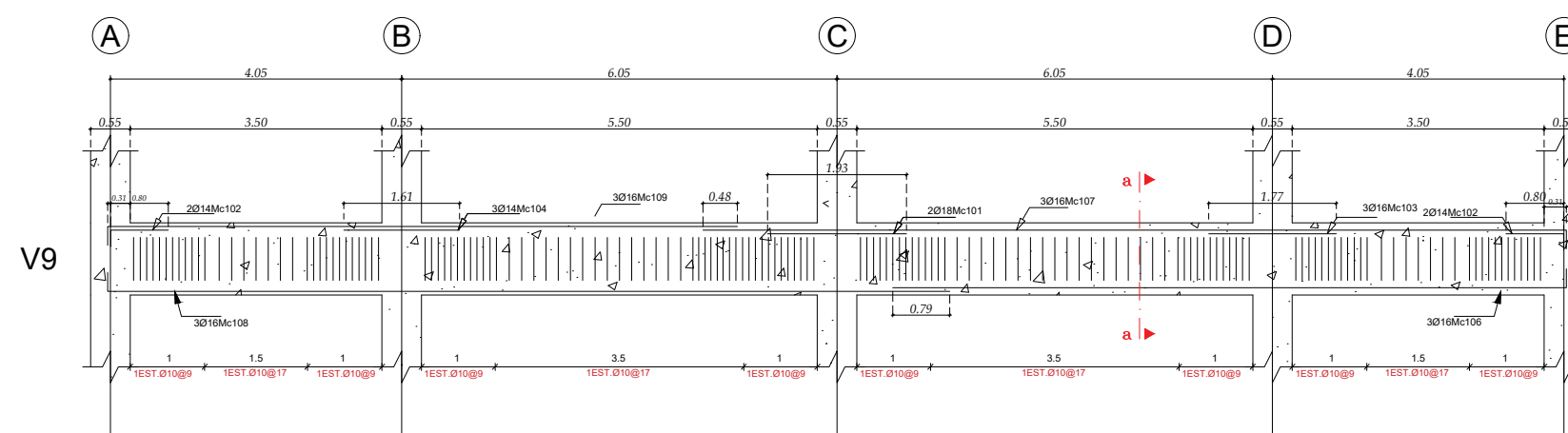
VIGA EJE 3 - PISO 1

ESC 1:100



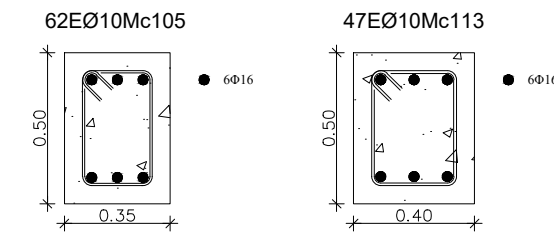
VIGA EJE 3 - PISO 2

ESC 1:100



VIGA EJE 3 - PISO 3

ESC 1:100



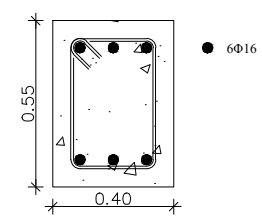
CORTE a-a

ESC. 1:25

CORTE b-b

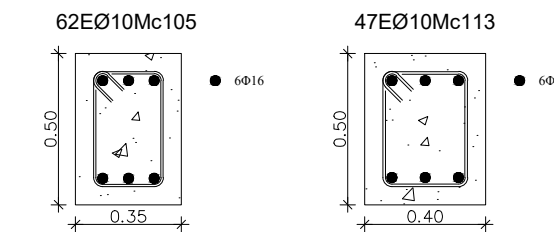
ESC. 1:25

43EØ10Mc112



CORTE c-c

ESC. 1:25



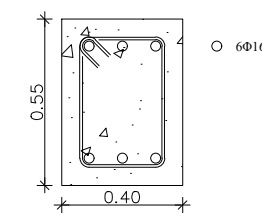
CORTE a-a

ESC. 1:25

CORTE b-b

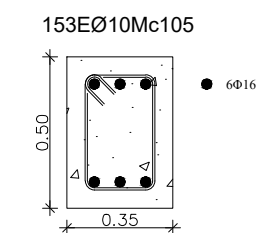
ESC. 1:25

43EØ10Mc112



CORTE c-c

ESC. 1:25



CORTE a-a

ESC. 1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

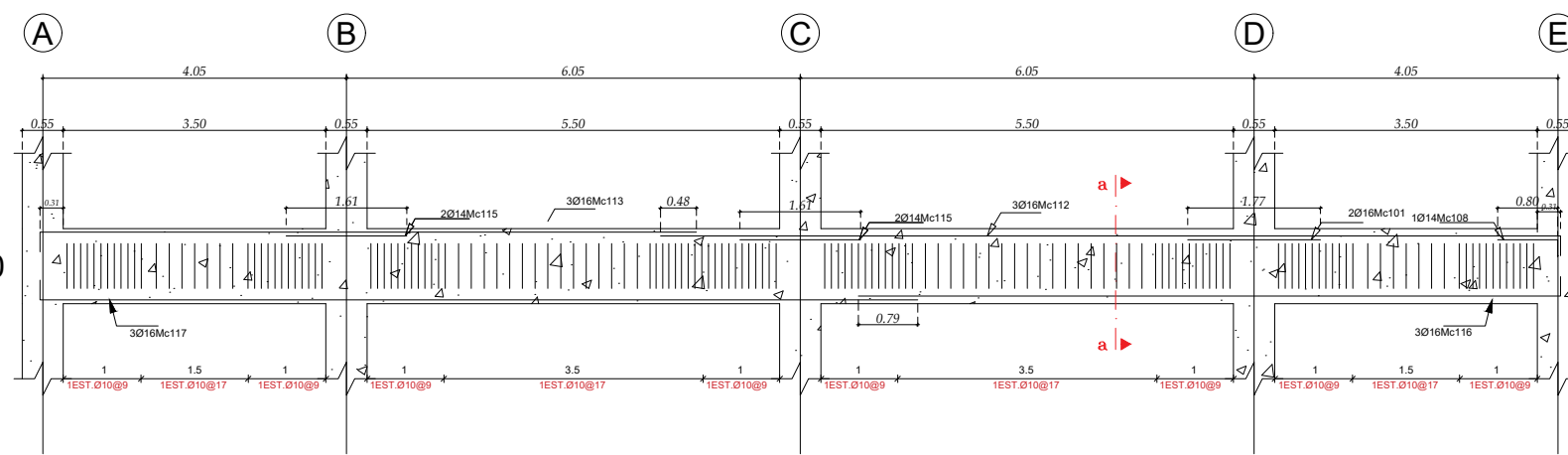
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

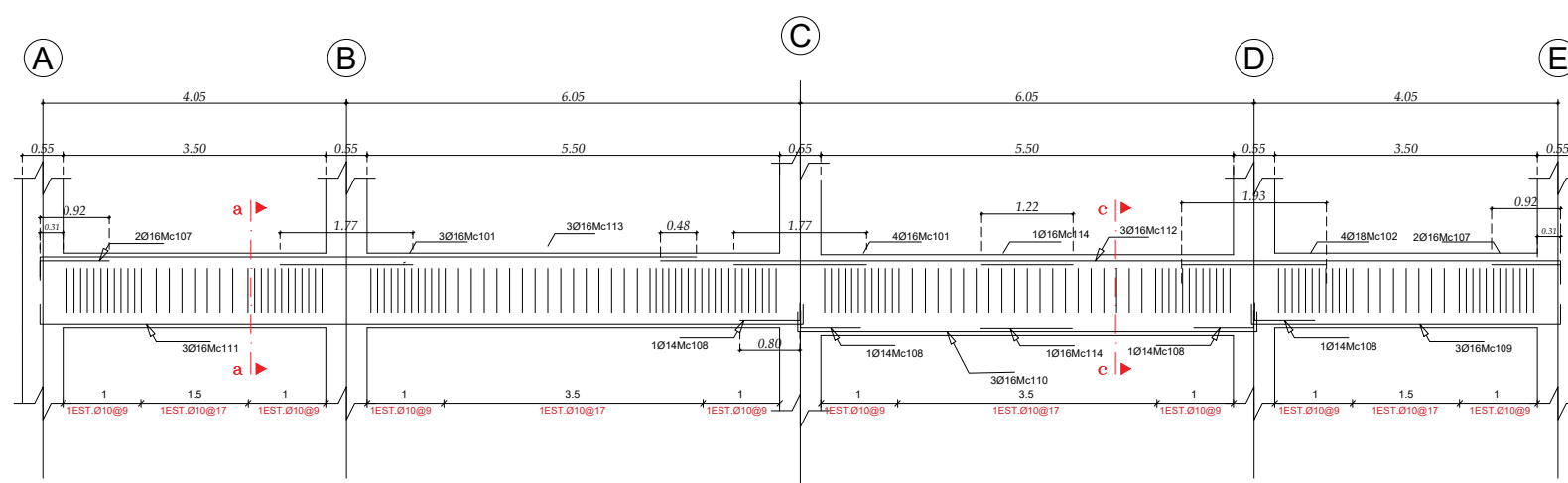
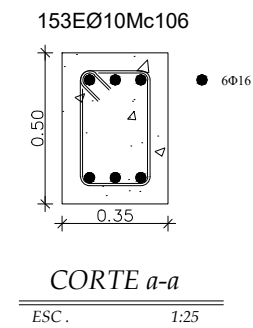
LAMINA:
4/14

ESCALA:
INDICADAS



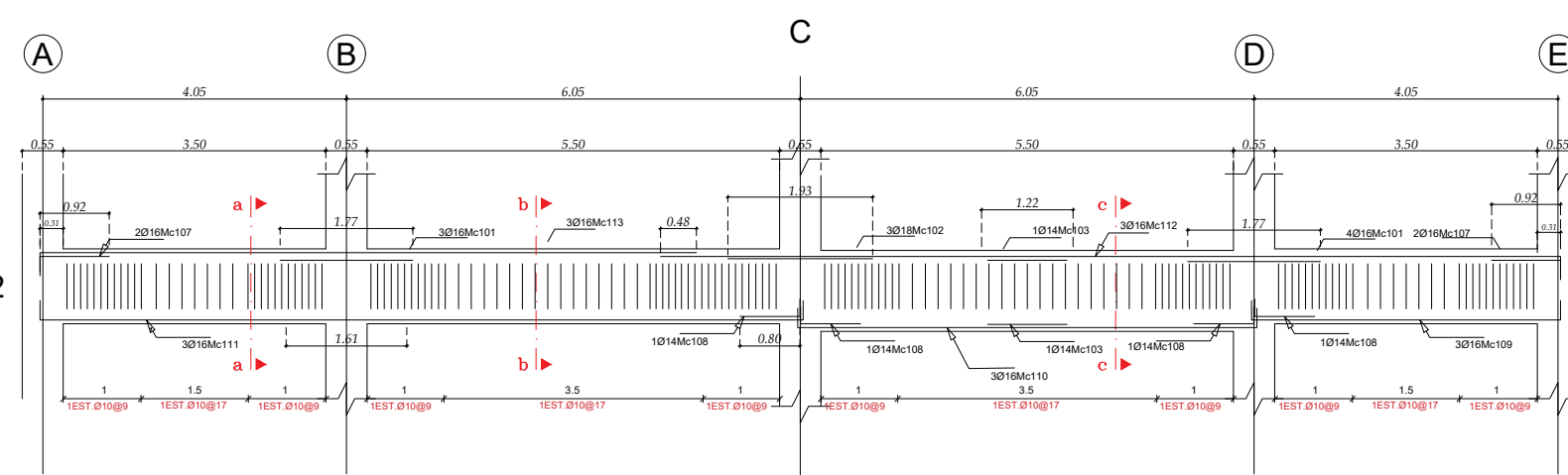
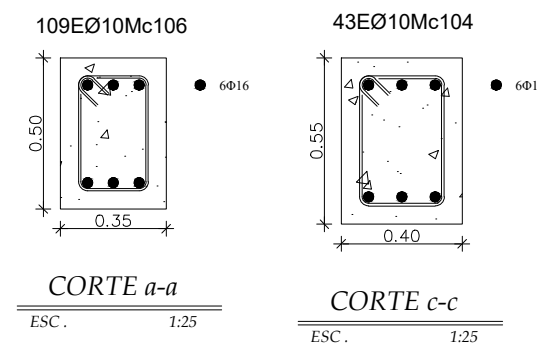
VIGA EJE 3 - PISO 4

ESC 1:100



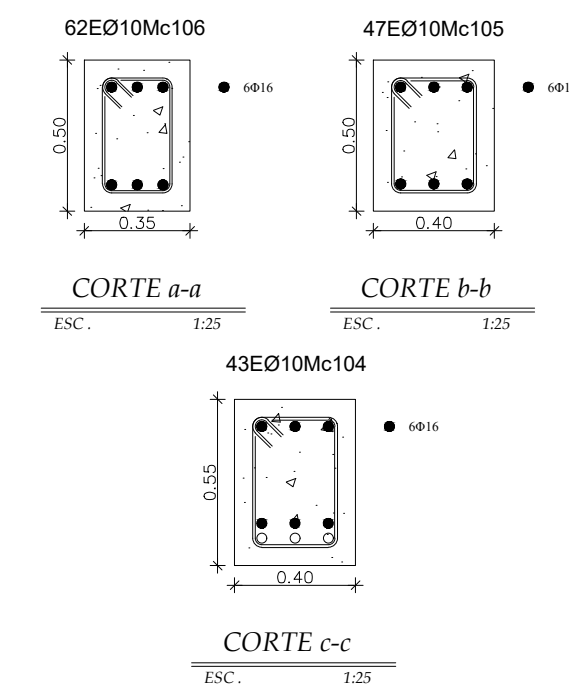
VIGA EJE 4 - PISO 1

ESC 1:100



VIGA EJE 4 - PISO 2

ESC 1:100





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

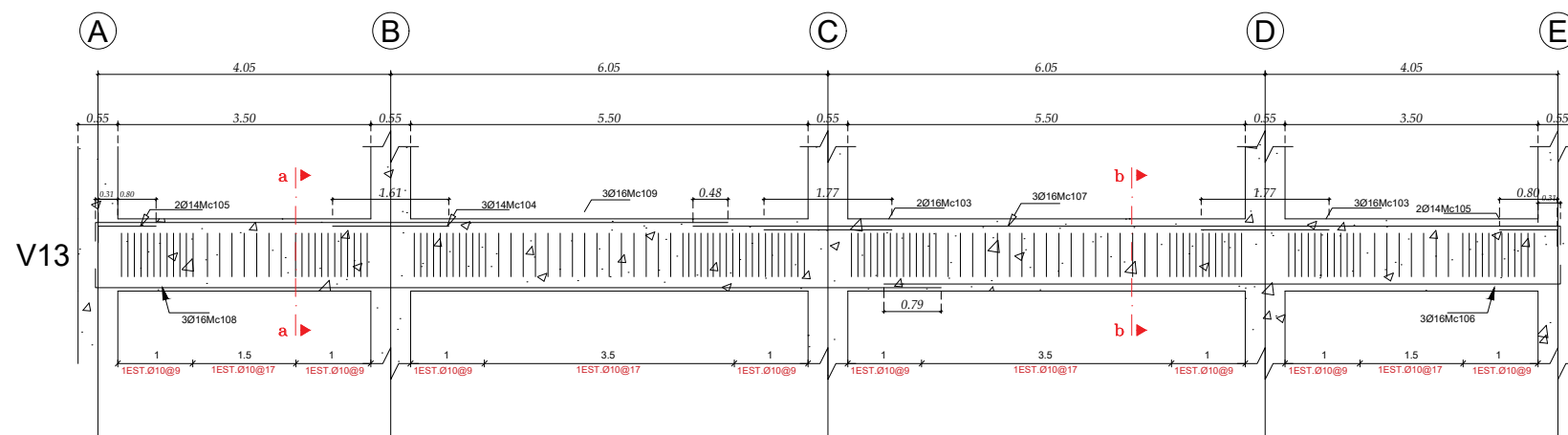
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

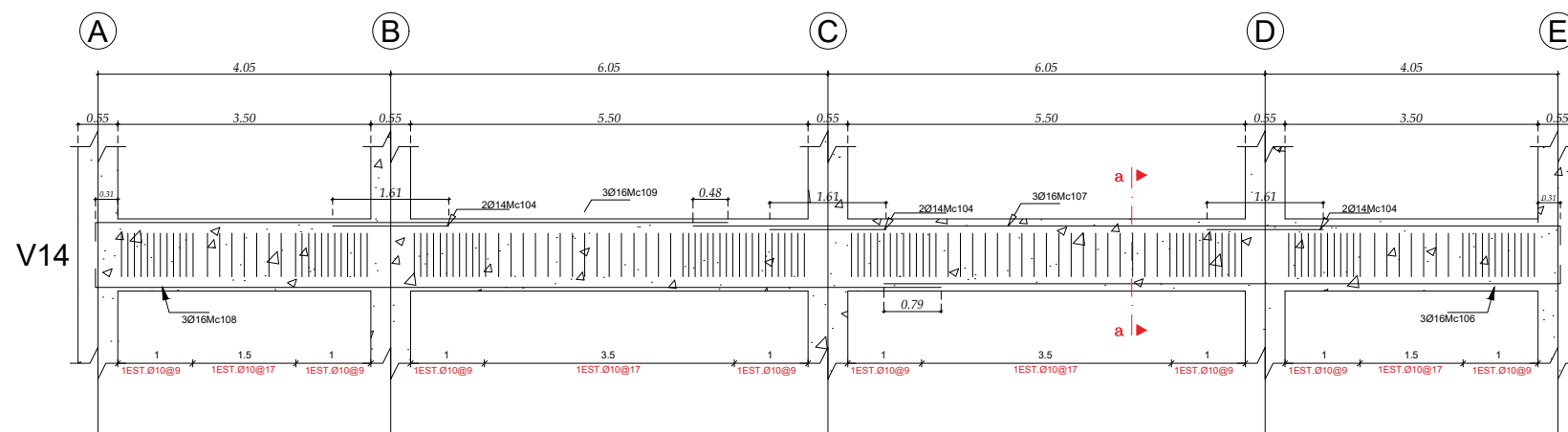
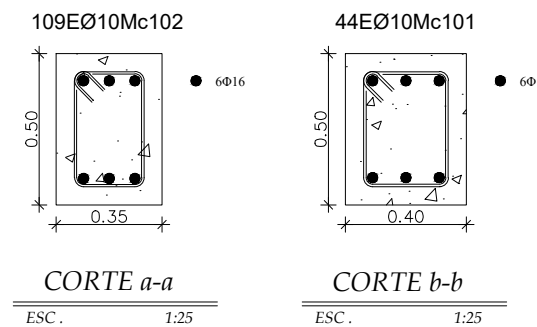
LAMINA:
5/14

ESCALA:
INDICADAS



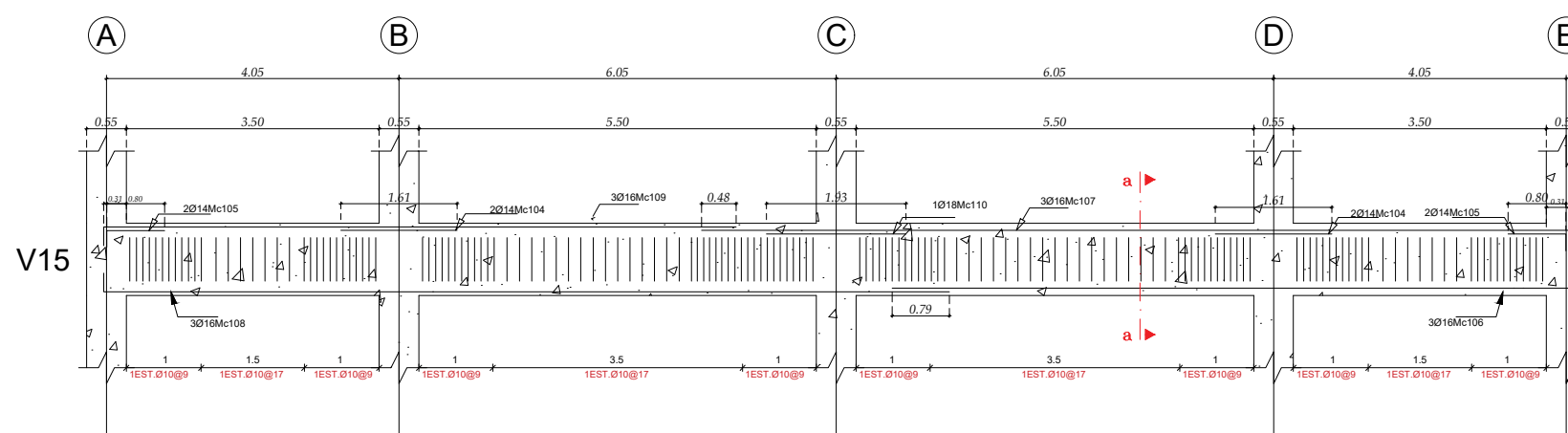
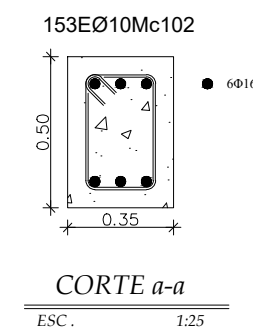
VIGA EJE 4 - PISO 3

ESC. 1:100



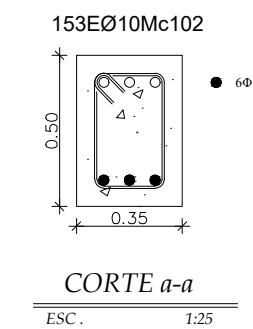
VIGA EJE 4 - PISO 4

ESC. 1:100



VIGA EJE 5 - PISO 1

ESC. 1:100





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
PLANILLA DE ACEROS DE VIGAS EJE X - NEC15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
6/14

ESCALA:
INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS LAMINA 1											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	10	442	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	627.64	387.25	Observacion
102	L	16	9	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	86.58	136.62	Observacion
103	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
104	L	16	9	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	107.64	169.86	Observacion
105	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
106	I1	14	3	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	4.83	5.83	Observacion
107	L	14	6	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	6.18	7.47	Observacion
108	I1	18	3	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93	5.79	11.58	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	627.64	0	11.01	385.65	5.79	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	387.25	0.00	13.30	608.56	11.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 1020.69 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2											
TIPOS DE HIERROS:											

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

PLANILLA DE ACEROS LAMINA 2											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	9	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	15.93	25.14	Observacion
102	O	10	442	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	627.64	387.25	Observacion
103	L	16	9	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	86.58	136.62	Observacion
104	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
105	L	16	9	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	107.64	169.86	Observacion
106	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
107	L	14	10	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	10.30	12.44	Observacion
108	I1	14	9	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	14.49	17.50	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	627.64	0	24.79	401.58	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	387.25	0.00	29.95	633.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 1050.89 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2											
TIPOS DE HIERROS:											

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

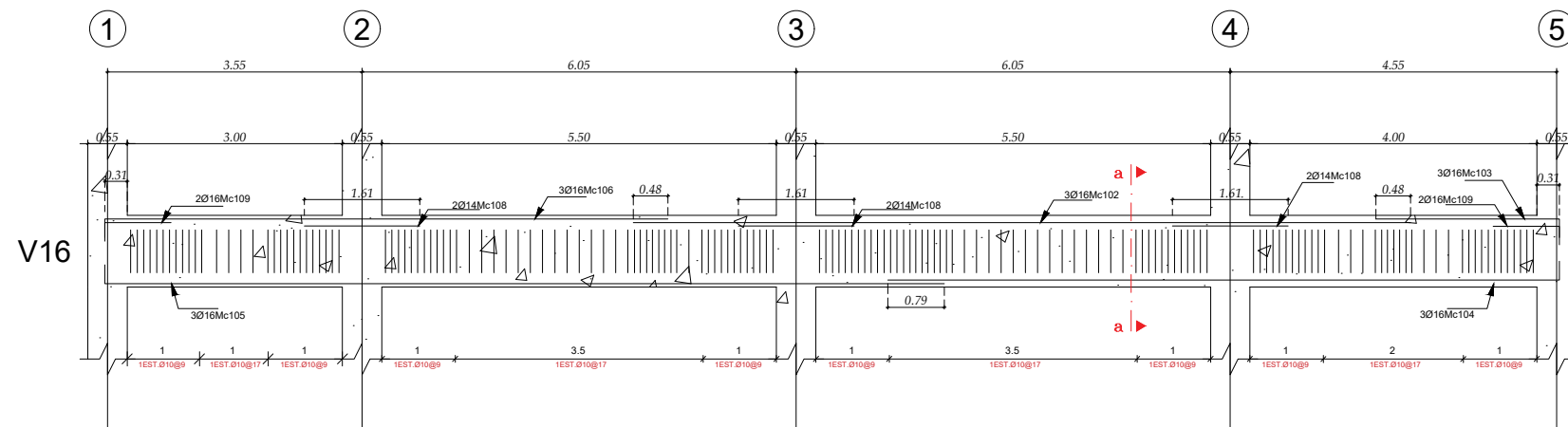
PLANILLA DE ACEROS LAMINA 3											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	18	10	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93	19.30	38.60	Observacion
102	L	14	12	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	12.36	14.93	Observacion
103	I1	16	14	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	24.78	39.10	Observacion
104	I1	14	4	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	6.44	7.78	Observacion
105	O	10	277	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	393.34	242.69	Observacion
106	L	16	3	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	28.86	45.54	Observacion
107	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
108	L	16	3	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	35.88	56.62	Observacion
109	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
110	I1	14	2	1.22	0.00	0.00	0.00	1.22	2.44	2.95	Observacion
111	I1	18	3	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	5.31	10.62	Observacion
112	O	10	86	0.28	0.43	0.00	0.1	1.62	139.32	85.96	Observacion
113	O	10	94	0.28	0.38	0.00	0.1	1.52	142.88	88.16	Observacion
114	L	16	8	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	9.44	14.90	Observacion
115	C	16	6	4.12	0.26	0.00	0.00	4.64	27.84	43.93	Observacion
116	C	16	6	6.12	0.26	0.00	0.00	6.64	39.84	62.87	Observacion
117	C	16	6	10.17	0.26	0.00	0.00	10.69	64.14	101.21	Observacion
118	I1	16	2	1.22	0.00	0.00	0.00	1.22	2.44	3.85	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	675.54	0	21.24	424.65	24.61	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	416.81	0.00	25.66	670.10	49.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 1161.79 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2											
TIPOS DE HIERROS:											

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

PLANILLA DE ACEROS LAMINA 4											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	16	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	28.32	44.69	Observacion
102	I1	18	7	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93	13.51	27.02	Observacion
103	I1	14	2	1.22	0.00	0.00	0.00	1.22	2.44	2.95	Observacion
104	O	10	86	0.28	0.43	0.00	0.1	1.62	139.32	85.96	Observacion
105	O	10	47	0.28	0.38	0.00	0.1	1.52	71.44	44.08	Observacion
106	O	10	324	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	460.08	283.87	Observacion
107	L	16	8	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	9.44	14.90	Observacion
108	L	14	9	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	9.27	11.20	Observacion
109	C	16	6	4.12	0.26	0.00	0.00	4.64	27.84	43.93	Observacion
110	C	16	6	6.12	0.26	0.00	0.00	6.64	39.84	62.87	Observacion
111	C	16	6	10.17	0.26	0.00	0.00	10.69	64.14	101.21	Observacion
112	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
113	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
114	I1	16	2	1.22	0.00	0.00	0.00	1.22	2.44	3.85	Observacion
115	I1	14	4	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	6.44	7.78	Observacion
116	L	16	3	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	28.86	45.54	Observacion
117	L	16	3	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	35.88	56.62	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	670.84	0	18.15	428.19	13.51	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	413.91	0.00	21.93	675.68	27.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 1138.54 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2											
TIPOS DE HIERROS:											

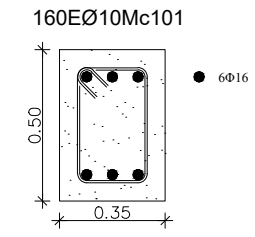
ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

PLANILLA DE ACEROS LAMINA 5											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	10	44	0.28	0.38	0.00	0.1	1.52	66.88	41.26	Observacion
102	O	10	415	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	589.30	363.60	Observacion
103	I1	16	5	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	8.85	13.97	Observacion
104	I1	14	13	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	20.93	25.28	Observacion
105	L	14	8	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	8.24	9.95	Observacion
106	L	16	9	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	86.58	136.62	Observacion
107	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
108	L	16	9	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	107.64	169.86	Observacion
109	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
110	I1	18	1	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93	1.93	3.86	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	666.18	0	29.17	394.50						

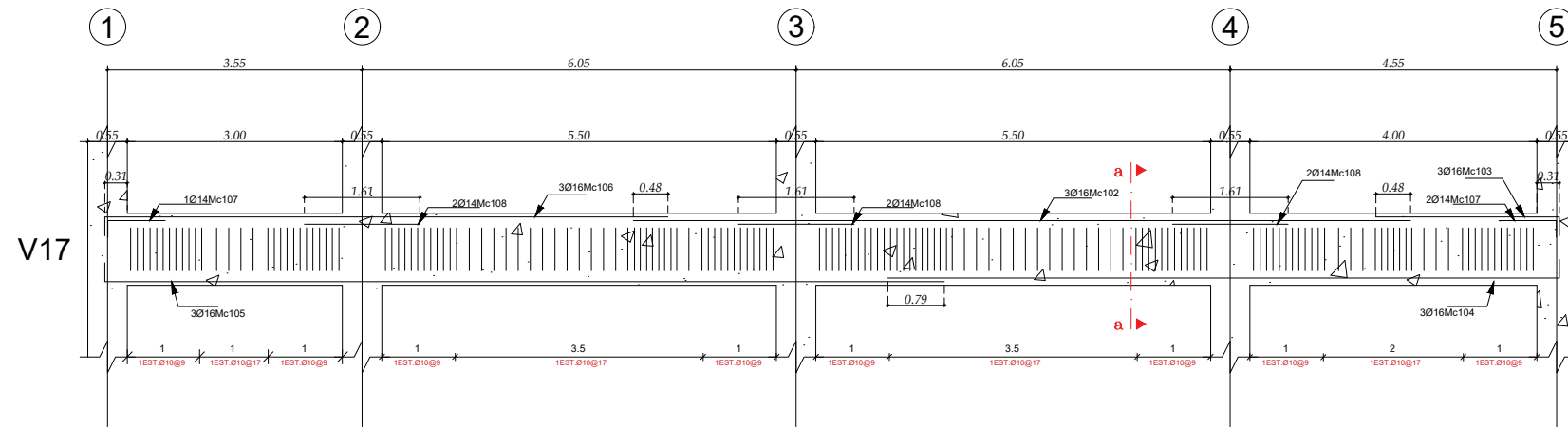


VIGA EJE A - PISO 1, PISO 2
VIGA EJE E - PISO 1, PISO 2

ESC 1:100

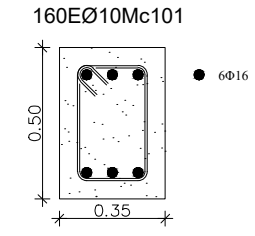


CORTE a-a
ESC. 1:25

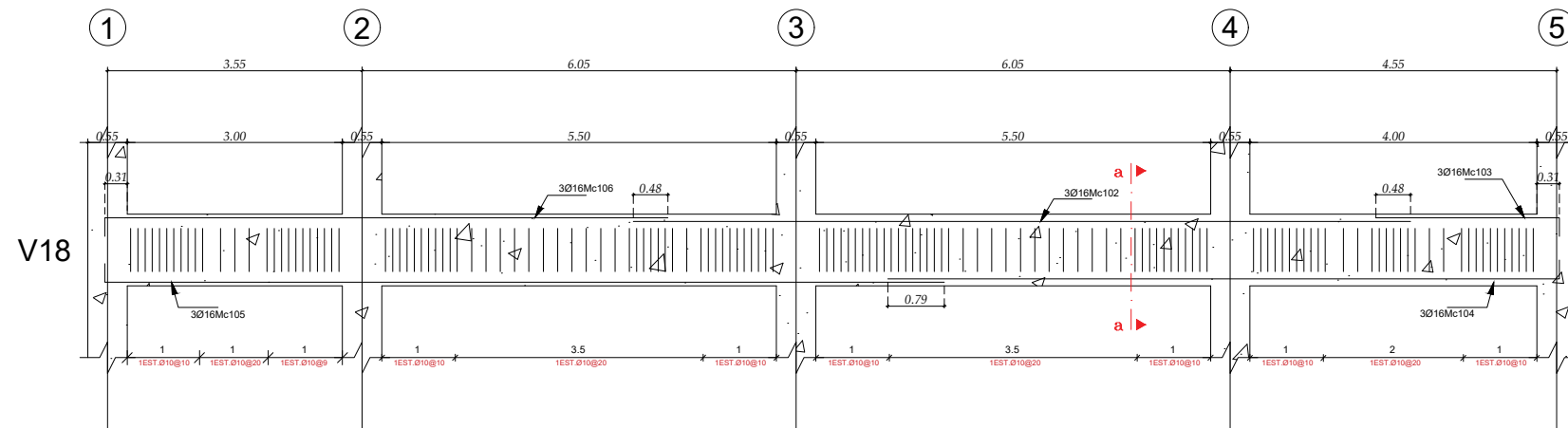


VIGA EJE A - PISO 3
VIGA EJE E - PISO 3

ESC 1:100

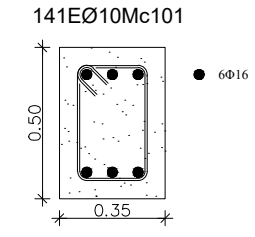


CORTE a-a
ESC. 1:25



VIGA EJE A - PISO 4, PISO 5
VIGA EJE B - PISO 5
VIGA EJE C - PISO 5
VIGA EJE D - PISO 5
VIGA EJE E - PISO 4, PISO 5

ESC 1:100



CORTE a-a
ESC. 1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS Y - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

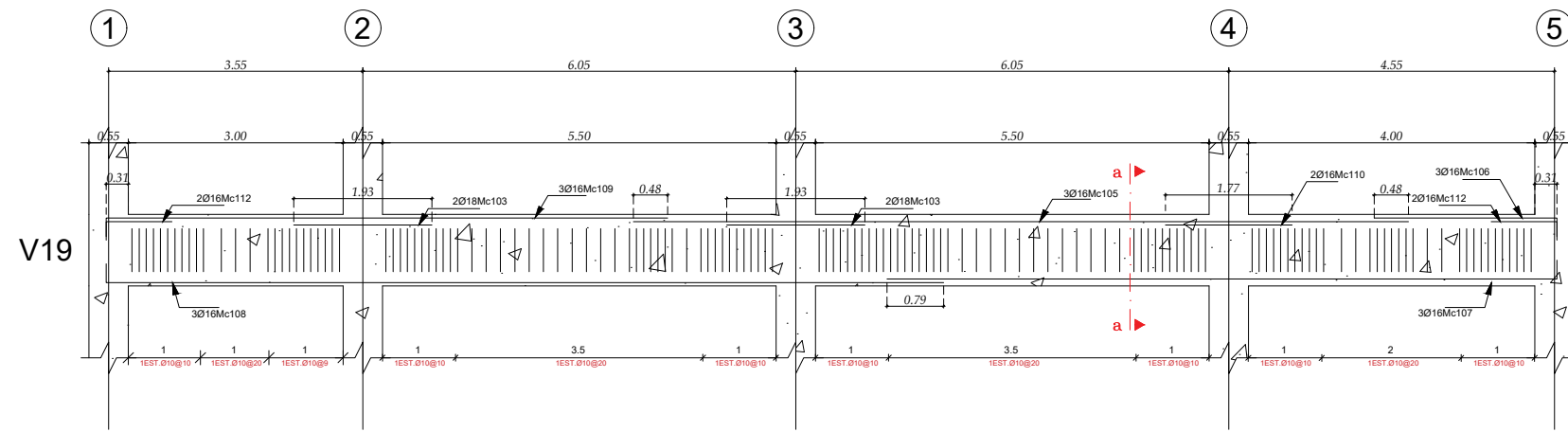
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

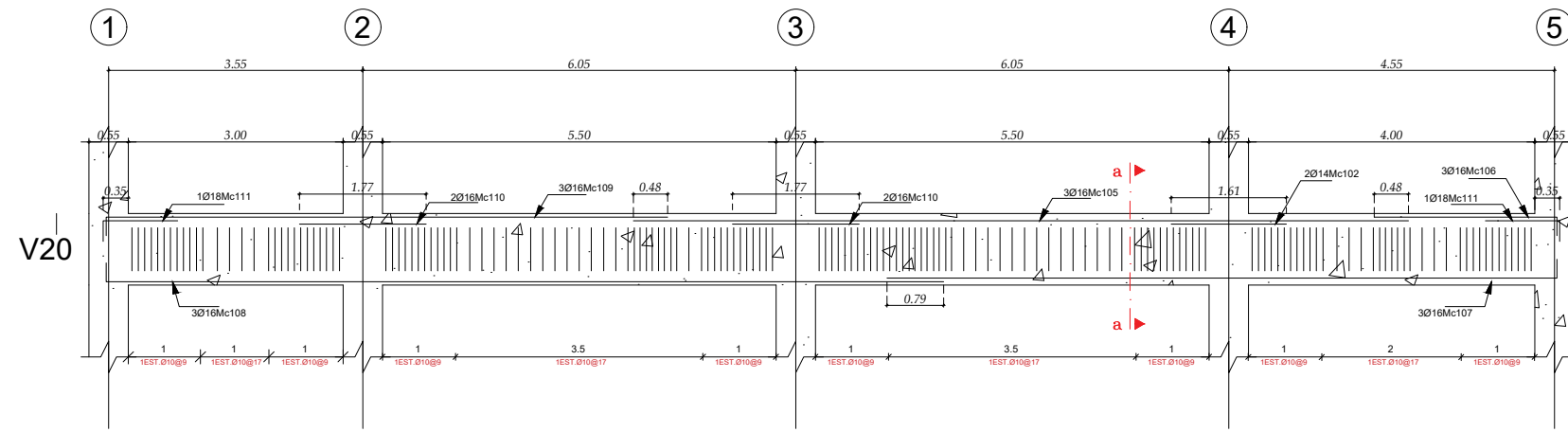
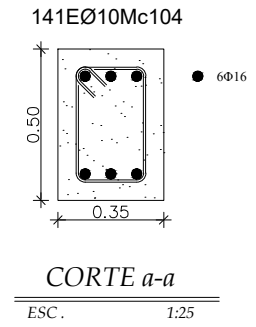
LAMINA:
7/14

ESCALA:
INDICADAS



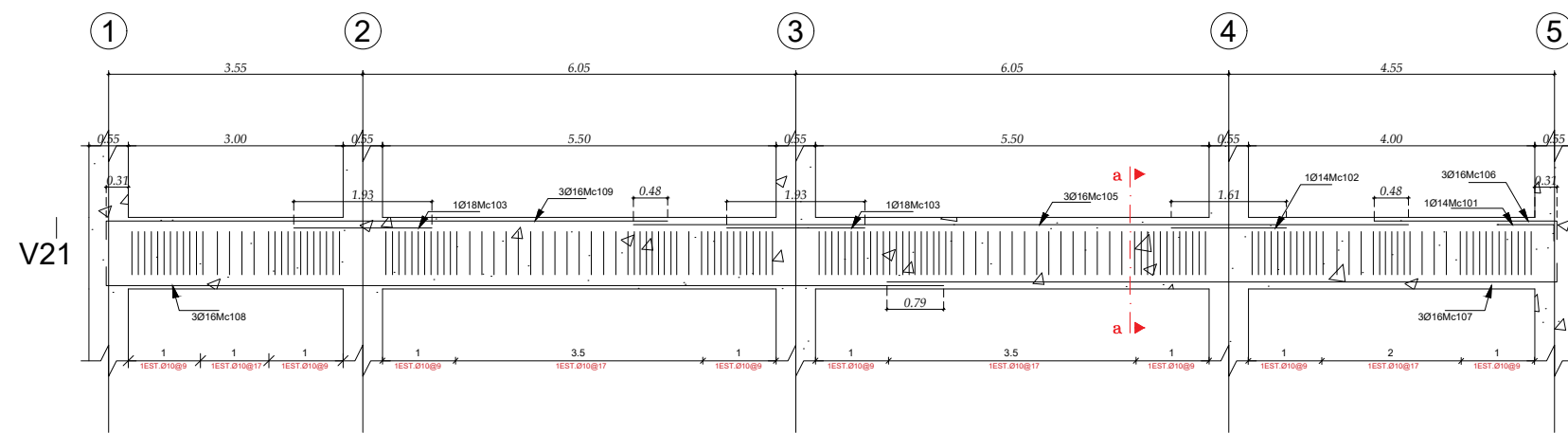
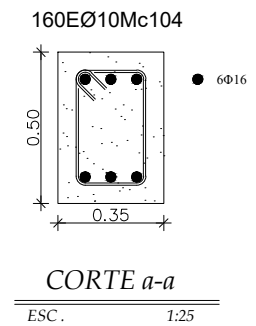
VIGA EJE B - PISO 1, PISO 2
VIGA EJE D - PISO 1, PISO 2

ESC 1:100



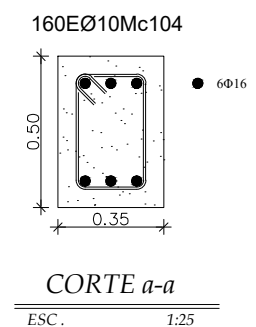
VIGA EJE B - PISO 3
VIGA EJE D - PISO 3

ESC 1:100



VIGA EJE B - PISO 4
VIGA EJE D - PISO 4

ESC 1:100



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS Y - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
8/14

ESCALA:
INDICADAS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS Y - NEC - 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

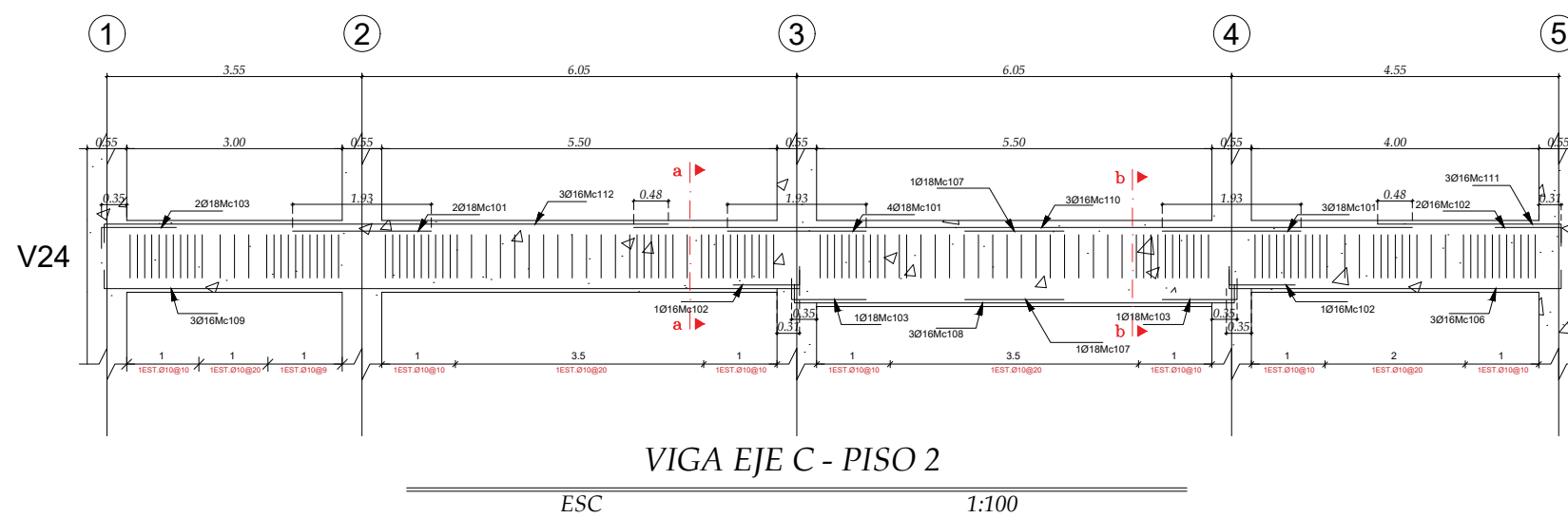
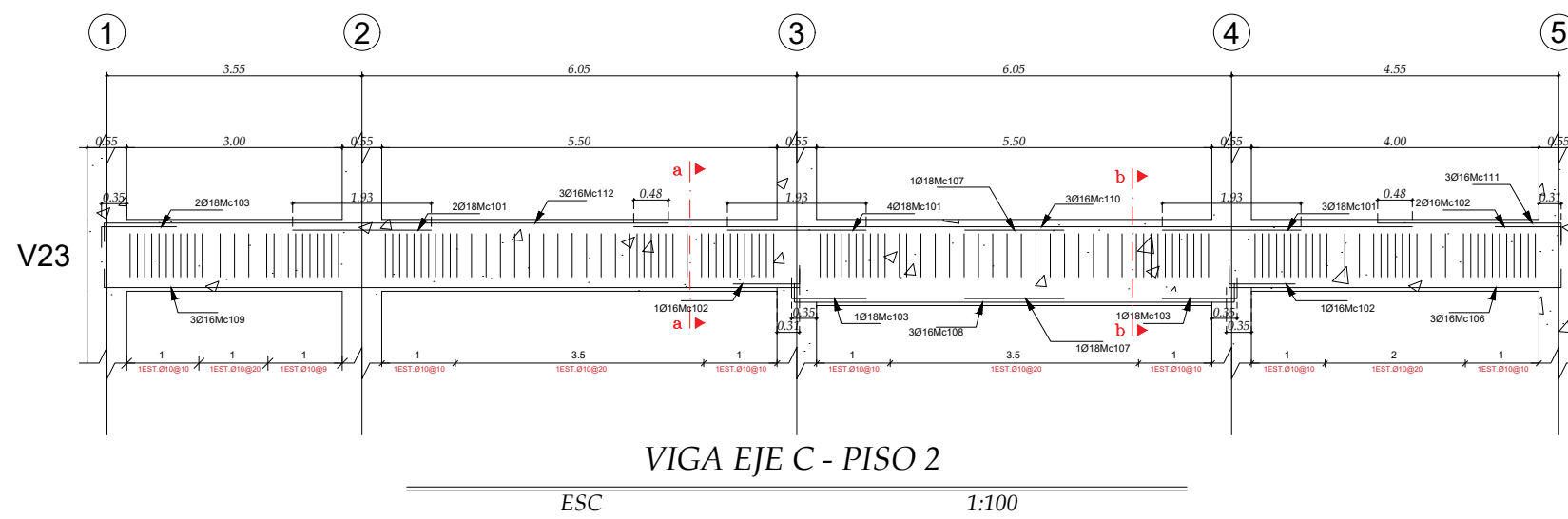
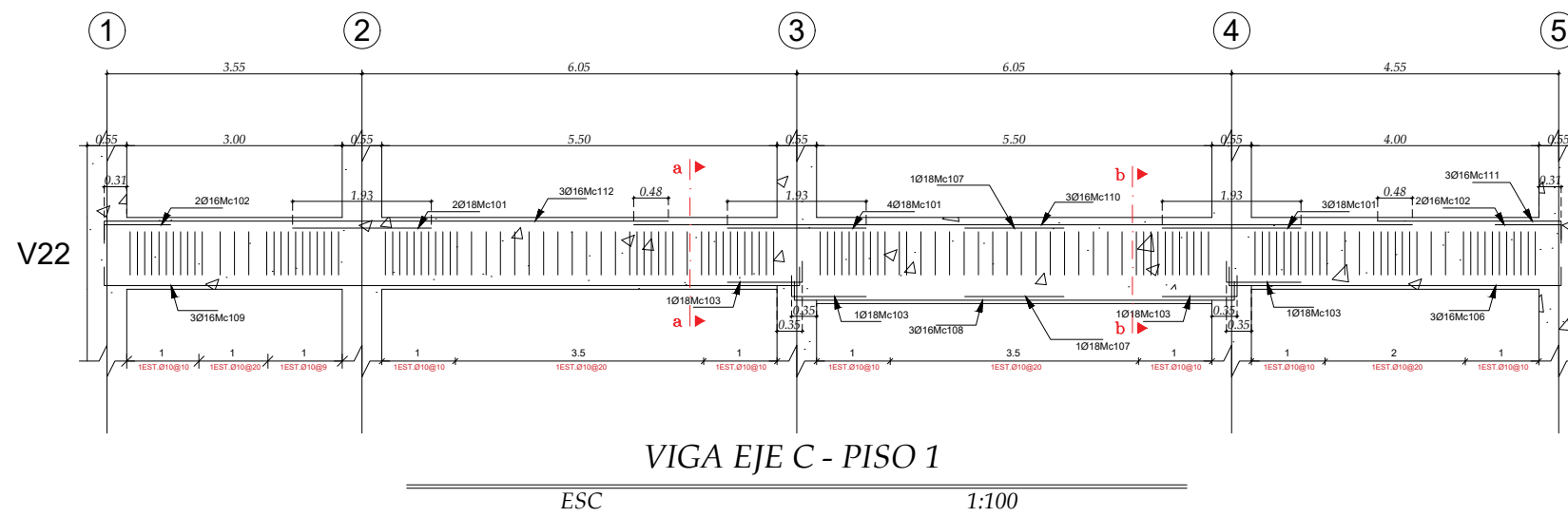
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
9/14

ESCALA:
INDICADAS





ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
PLANILLA DE ACEROS DE VIGAS EJE Y -NEC15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
10/14

ESCALA:
INDICADAS

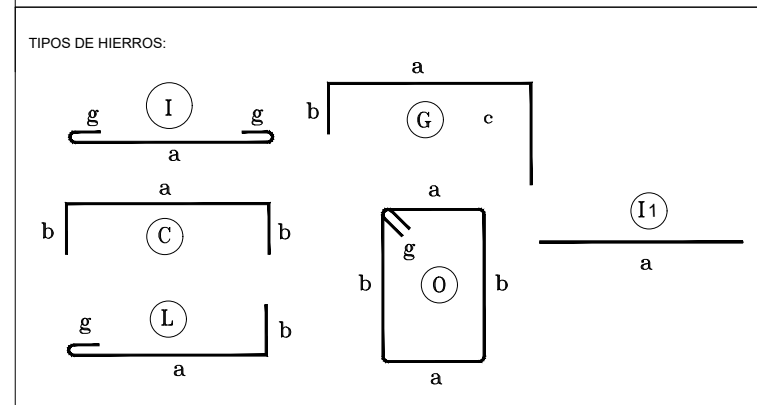
PLANILLA DE ACEROS Lamina 7

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	10	461	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	654.62	403.90	Observacion
102	I1	16	9	10.83	0.00	0.00	0.30	11.43	102.87	162.33	Observacion
103	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
104	L	16	9	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	86.58	136.62	Observacion
105	L	16	9	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	107.64	169.86	Observacion
106	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
107	L	14	3	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	3.09	3.73	Observacion
108	I1	14	12	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	19.32	23.34	Observacion
109	L	16	4	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	4.72	7.45	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	654.62	0	22.41	493.24	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	403.90	0.00	27.07	778.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1209.30
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²



ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

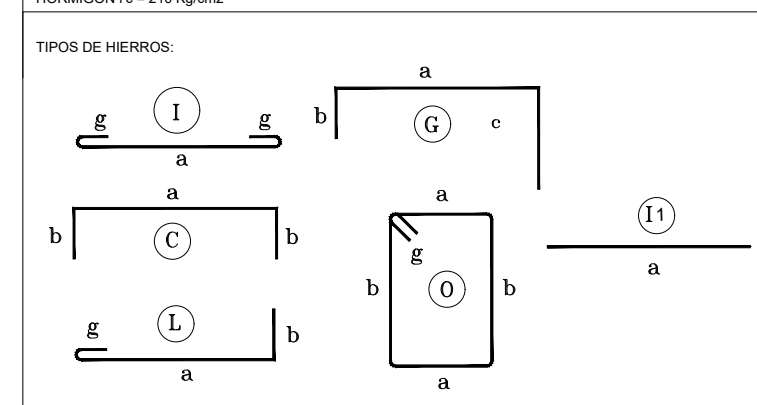
PLANILLA DE ACEROS Lamina 8

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	L	14	1	0.80	0.23	0.00	0.00	1.03	1.03	1.24	Observacion
102	I1	14	3	1.61	0.00	0.00	0.00	1.61	4.83	5.83	Observacion
103	I1	18	6	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93	11.58	23.16	Observacion
104	O	10	461	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	654.62	403.90	Observacion
105	I1	16	9	10.83	0.00	0.00	0.30	11.43	102.87	162.33	Observacion
106	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
107	L	16	9	9.36	0.26	0.00	0.00	9.62	86.58	136.62	Observacion
108	L	16	9	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	107.64	169.86	Observacion
109	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
110	I1	16	6	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	10.62	16.76	Observacion
111	L	18	2	1.04	0.29	0.00	0.00	1.33	2.66	5.32	Observacion
112	L	16	4	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	4.72	7.45	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	654.62	0	5.86	503.86	14.24	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	403.90	0.00	7.08	795.09	28.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1234.55
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²



ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

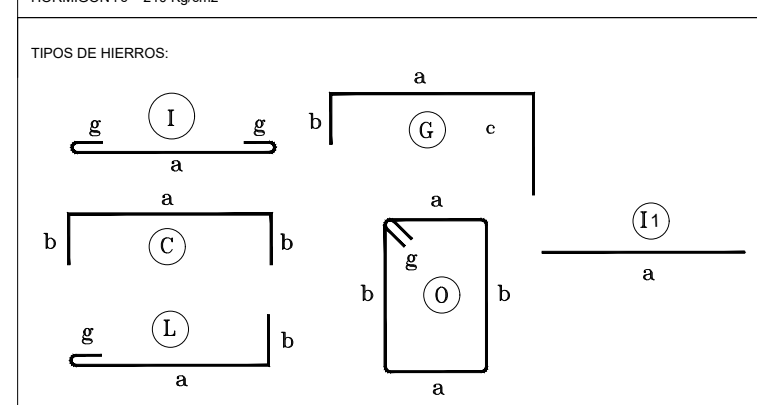
PLANILLA DE ACEROS Lamina 9

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	18	27	1.93	0.00	0.00	0.00	1.93	52.11	104.22	Observacion
102	L	16	12	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	14.16	22.34	Observacion
103	L	18	12	1.04	0.29	0.00	0.00	1.33	15.96	31.92	Observacion
104	O	10	114	0.33	0.48	0.00	0.10	1.82	207.48	128.02	Observacion
105	O	10	297	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	421.74	260.21	Observacion
106	C	16	9	4.26	0.26	0.00	0.00	4.78	43.02	67.89	Observacion
107	I1	18	6	1.38	0.00	0.00	0.00	1.38	8.28	16.56	Observacion
108	C	16	9	6.12	0.26	0.00	0.00	6.64	59.76	94.30	Observacion
109	C	16	9	9.67	0.26	0.00	0.00	10.19	91.71	144.72	Observacion
110	I1	16	9	10.83	0.00	0.00	0.30	11.43	102.87	162.33	Observacion
111	L	16	9	12.00	0.26	0.00	0.00	12.26	110.34	174.12	Observacion
112	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	629.22	0	0	502.95	76.35	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	388.23	0.00	0.00	793.66	152.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1334.59
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²



ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:

ARMADO DE VIGAS INTERMEDIAS - NEC-15

ELABORADO POR:

CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:

ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:

28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:

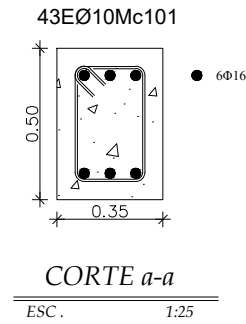
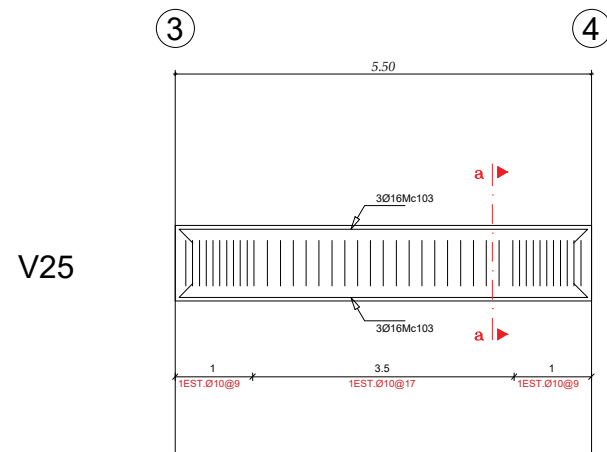
A3

LAMINA:

11/14

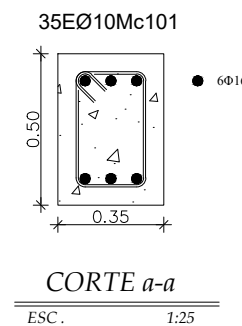
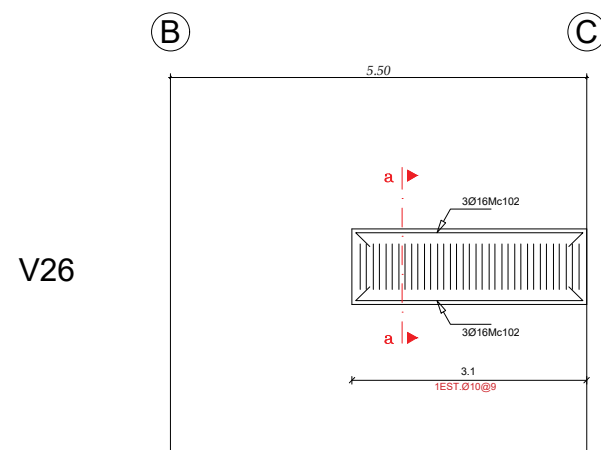
ESCALA:

INDICADAS



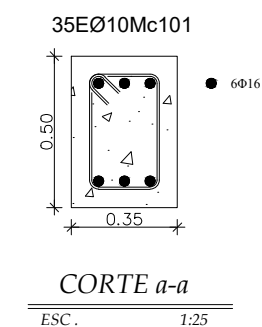
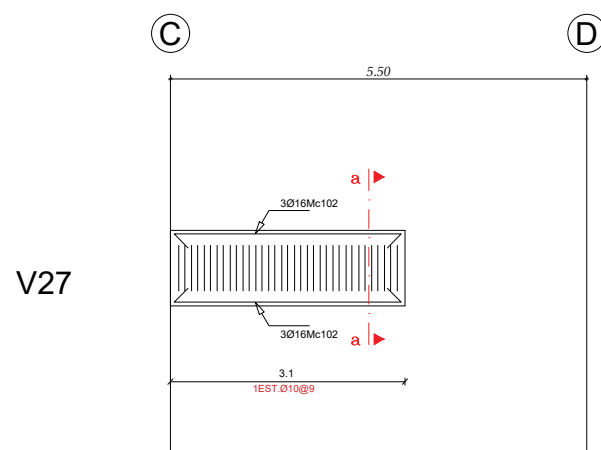
VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5
VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5

ESC 1:100



VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5

ESC 1:100



VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5

ESC 1:100

PLANILLA DE ACEROS

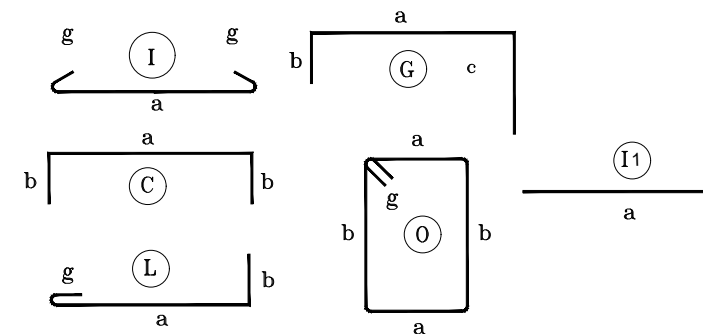
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	10	113	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	160.46	99	Observacion
102	I	16	12	3.1	0.00	0.00	0.10	3.3	39.6	62.49	Observacion
103	I	16	6	5.40	0.00	0.00	0.10	5.6	33.6	53.02	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	160.46	0	0	73.2	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	99	0.00	0.00	115.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 214.51
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²

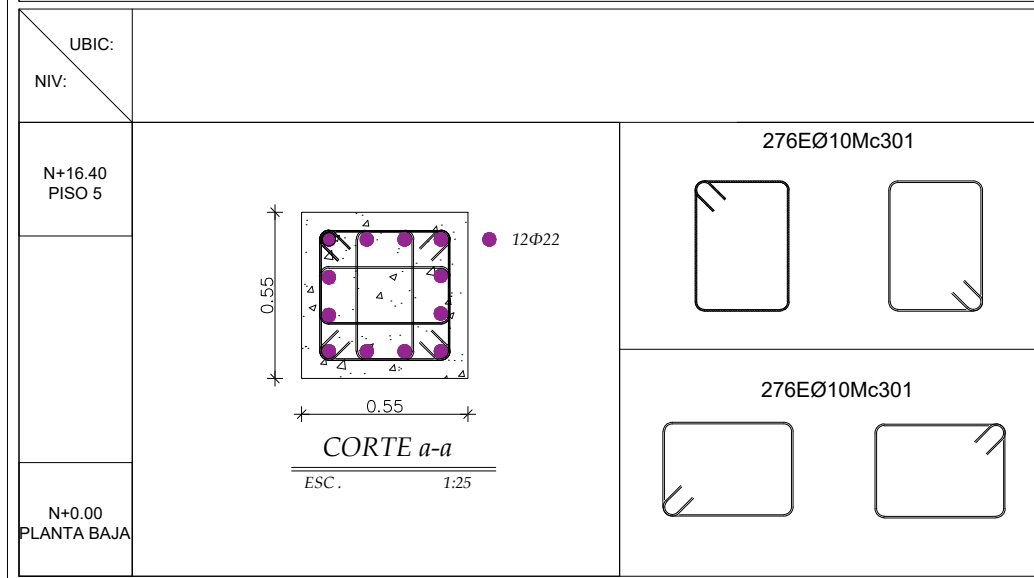
TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

CUADRO DE COLUMNAS



PLANILLA DE ACEROS

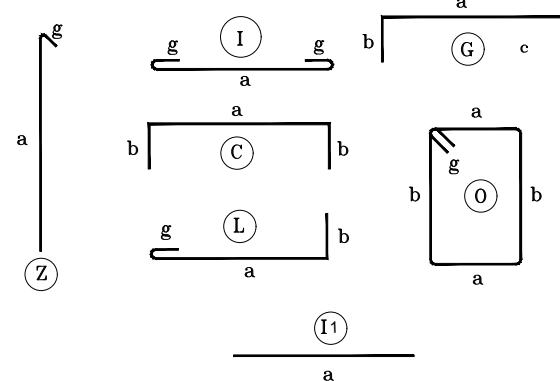
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 300											
Marca 300											
301	O	10	552	0.31	0.43	0.00	0.10	1.68	927.36	572.18	Observacion
302	Z	22	12	5.63	0.00	0.00	0.20	5.83	69.96	208.76	Observacion
303	I1	22	12	7.63	0.00	0.00	0.00	7.63	91.56	273.22	Observacion
304	L	22	12	5.95	0.37	0.00	0.00	6.32	75.84	226.31	Observacion
305	L	22	12	9.17	0.37	0.00	0.20	9.74	116.88	348.77	Observacion
306	Z	22	12	8.83	0.00	0.00	0.20	9.03	108.36	323.35	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	927.36	0	0	0	0	0	462.60	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	572.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1380.40	0.00	0.00	0.00

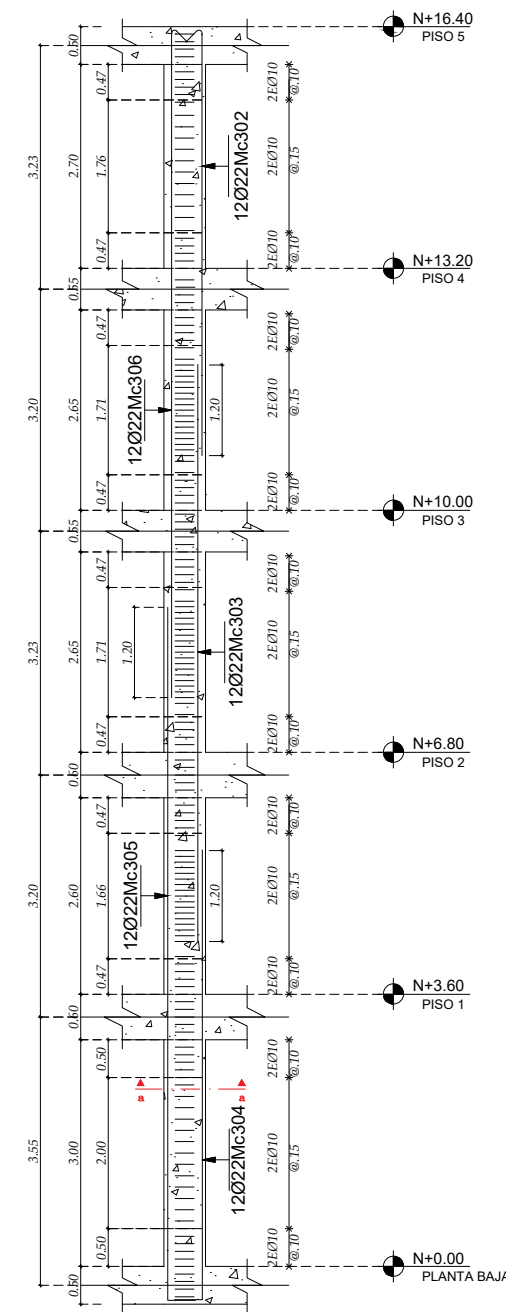
Wtot (Kg) = 1952.58
 HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 ACERO f_y = 4200 Kg/cm²

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
- ACERO f_y = 4200 Kg/cm²
- LA LONGITUD DE TRASLAPE PARA COLUMNAS COMO MÍNIMO = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA Y EN EL CENTRO DE LA LUZ



ESC: 1:100

No.	UBICACIÓN	SECCIÓN	
		A	B
25	A1, A2, A3, A4, A5 B1, B2, B3, B4, B5 C1, C2, C3, C4, C5 D1, D2, D3, D4, D5 E1, E2, E3, E4, E5	0.55	0.55



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE COLUMNAS - NEC 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
12/14

ESCALA:
INDICADAS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE LOSA - NEC 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
13/14

ESCALA:
INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS

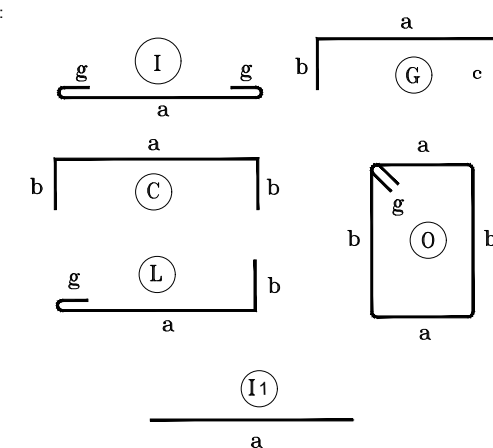
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 400											
Marca 400											
401	C	12	36	1.58	0.20	0.00	0.00	1.98	71.28	63.30	Observacion
402	C	12	15	1.60	0.20	0.00	0.00	2.00	30.00	26.64	Observacion
403	C	12	22	3.35	0.20	0.00	0.00	3.75	82.50	73.26	Observacion
404	C	12	58	3.85	0.20	0.00	0.00	4.25	246.50	218.89	Observacion
405	C	12	7	2.08	0.20	0.00	0.00	2.48	17.36	15.42	Observacion
406	C	12	36	3.02	0.20	0.00	0.00	3.42	123.12	109.33	Observacion
407	C	12	36	1.25	0.20	0.00	0.00	1.65	59.40	52.75	Observacion
408	L	12	27	9.36	0.00	0.00	0.12	9.48	255.96	227.29	Observacion
409	I	12	9	5.98	0.00	0.00	0.12	6.22	55.98	49.71	Observacion
410	I	12	6	6.01	0.00	0.00	0.12	6.25	37.50	33.30	Observacion
411	L	12	30	9.39	0.00	0.00	0.12	9.51	285.30	253.35	Observacion
412	L	12	23	8.86	0.00	0.00	0.12	8.98	206.54	183.41	Observacion
413	I	12	6	9.96	0.00	0.00	0.12	10.20	61.20	54.35	Observacion
414	I	12	6	11.41	0.00	0.00	0.12	11.65	69.90	62.07	Observacion
415	I	12	14	4.35	0.00	0.00	0.12	4.59	64.26	57.06	Observacion
416	L	12	22	9.86	0.00	0.00	0.12	9.98	219.56	194.97	Observacion
417	C	12	72	1.32	0.20	0.00	0.00	1.72	123.84	109.97	Observacion
418	C	12	72	3.19	0.20	0.00	0.00	3.59	258.48	229.53	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2268.68	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	2014.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

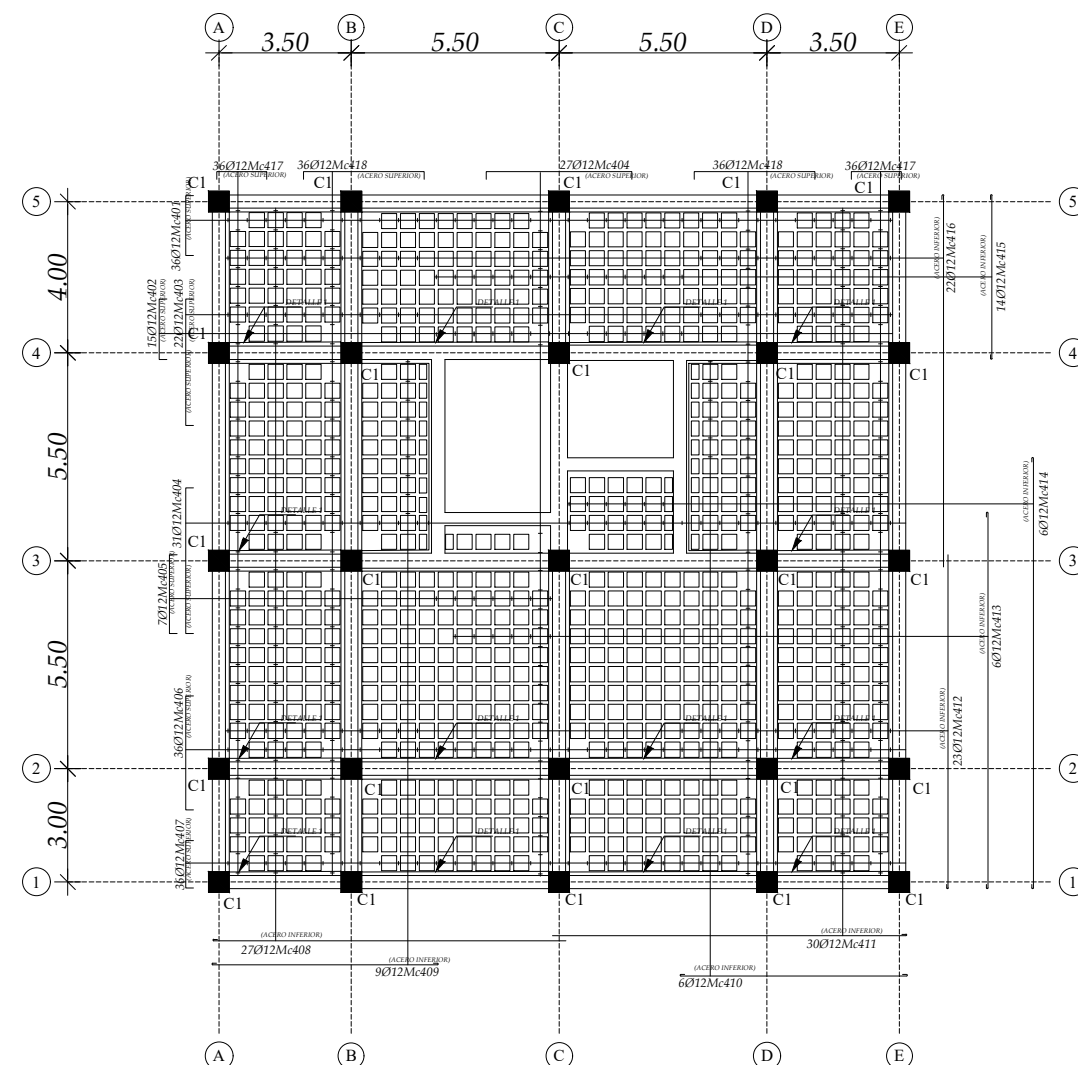
Wtot (Kg) = 2014.59
 HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

TIPOS DE HIERROS:

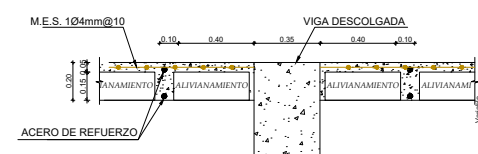


ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- MALLA ELECTROSOLDADA M.E.S 4 MM @ 10 CM PARA LOSETA DE COMPRESIÓN EN LOSA ALIVIANADA



PLANTA LOSA TIPO DE LOSA $Nv.+3.60; Nv.+6.80; Nv.+10.00; Nv.+13.20; e=0.20$
 ESC 1:200



DETALLE DE LOSA $Nv.+3.60; Nv.+6.80; Nv.+10.00; Nv.+13.20; e=0.20$
 ESC 1:40



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:

ARMADO DE LOSA - NEC 15

ELABORADO POR:

CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:

ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:

28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:

A3

LAMINA:

14/14

ESCALA:

INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS

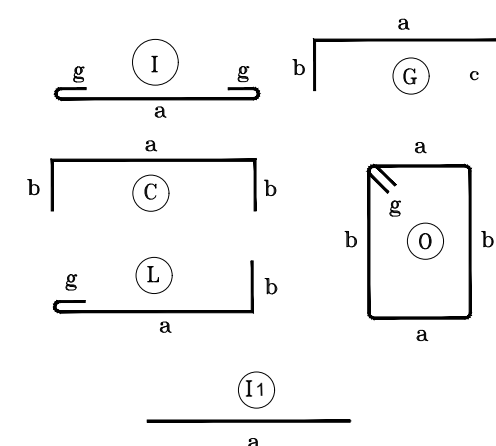
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 400											
Marca 400											
401	C	12	36	1.58	0.20	0.00	0.00	1.98	71.28	63.30	Observacion
402	C	12	36	3.35	0.20	0.00	0.00	3.75	135.00	119.88	Observacion
403	C	12	63	3.85	0.20	0.00	0.00	4.25	267.75	237.76	Observacion
404	C	12	36	3.02	0.20	0.00	0.00	3.42	123.12	109.33	Observacion
405	C	12	36	1.25	0.20	0.00	0.00	1.65	59.40	52.75	Observacion
406	L	12	36	9.36	0.00	0.00	0.12	9.48	341.28	303.06	Observacion
407	L	12	36	9.39	0.00	0.00	0.12	9.51	342.36	304.02	Observacion
408	L	12	36	8.86	0.00	0.00	0.12	8.98	323.28	287.07	Observacion
409	L	12	36	9.86	0.00	0.00	0.12	9.98	359.28	319.04	Observacion
410	C	12	72	1.32	0.20	0.00	0.00	1.72	123.84	109.97	Observacion
411	C	12	72	3.19	0.20	0.00	0.00	3.59	258.48	229.53	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2405.07	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	2135.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

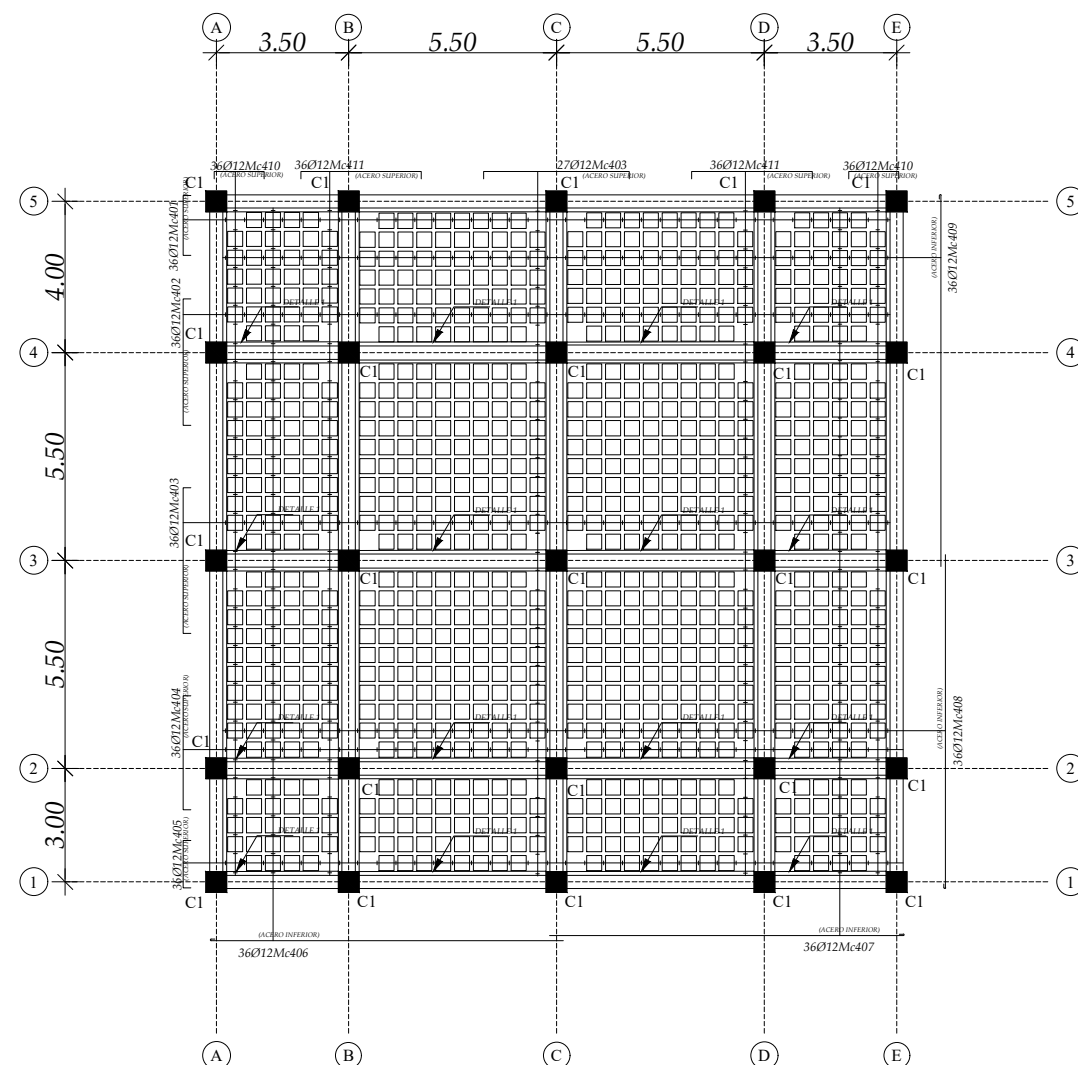
Wtot (Kg) = 2135.70
 HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

TIPOS DE HIERROS:

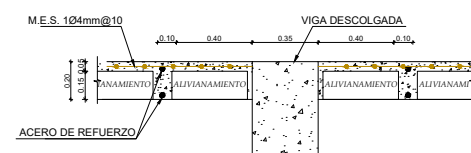


ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- MALLA ELECTROSOLDADA M.E.S 4 MM @ 10 CM PARA LOSA DE COMPRESIÓN EN LOSA ALIVIANADA



PLANTA LOSA $Nv.+16.40 e=0.20$
 ESC 1:200



DETALLE DE LOSA $Nv.+16.40 e=0.20$
 ESC 1:40

5.2. Anexo II. Planos estructurales para edificio con muros estructurales de 5 pisos con la norma de Perú.



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

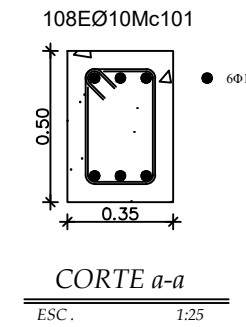
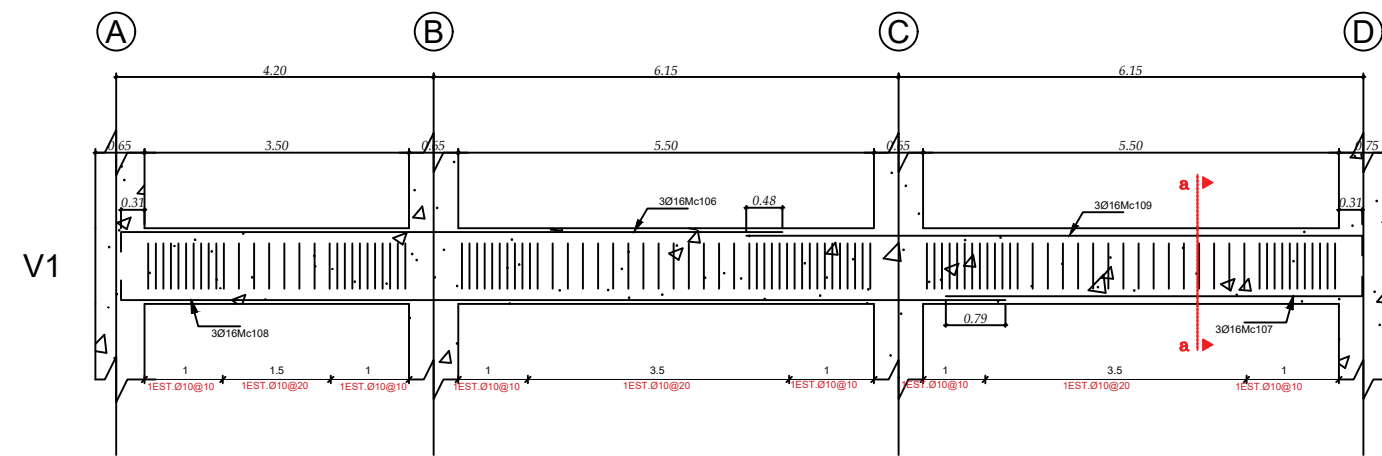
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

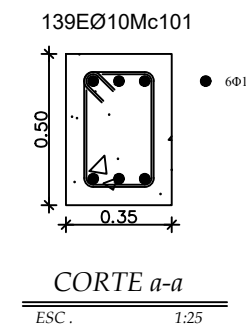
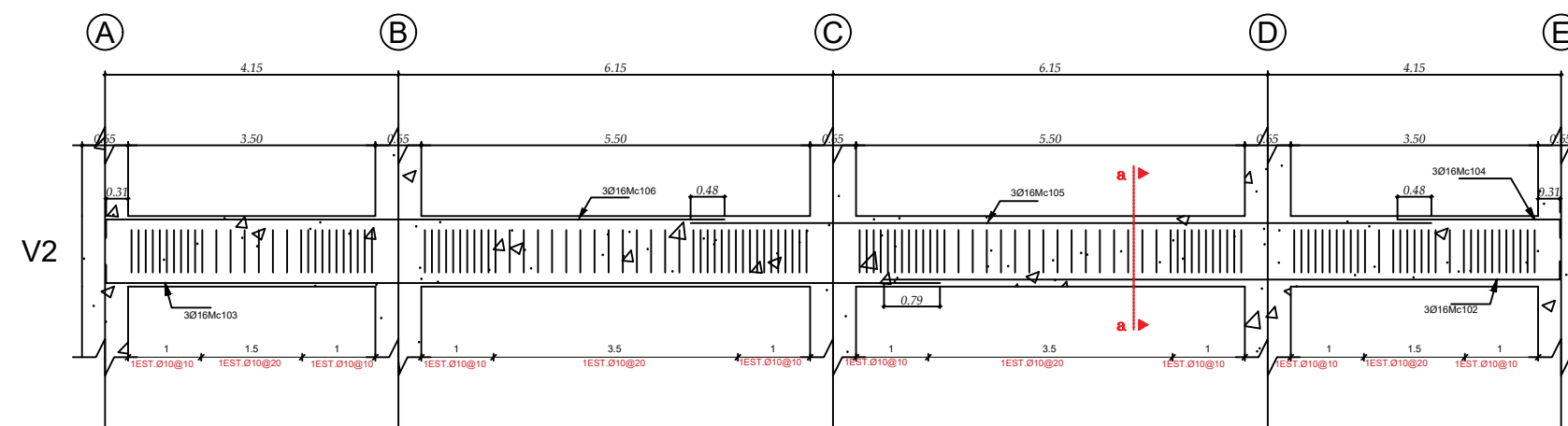
TAMAÑO:
A3

LAMINA:
1/15

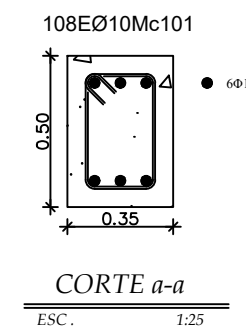
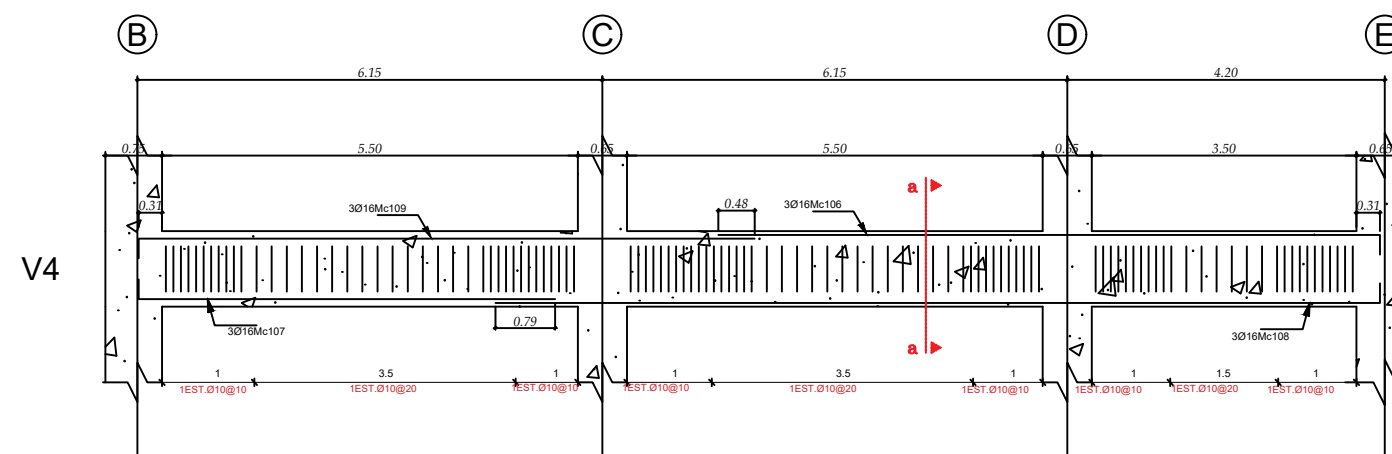
ESCALA:
INDICADAS



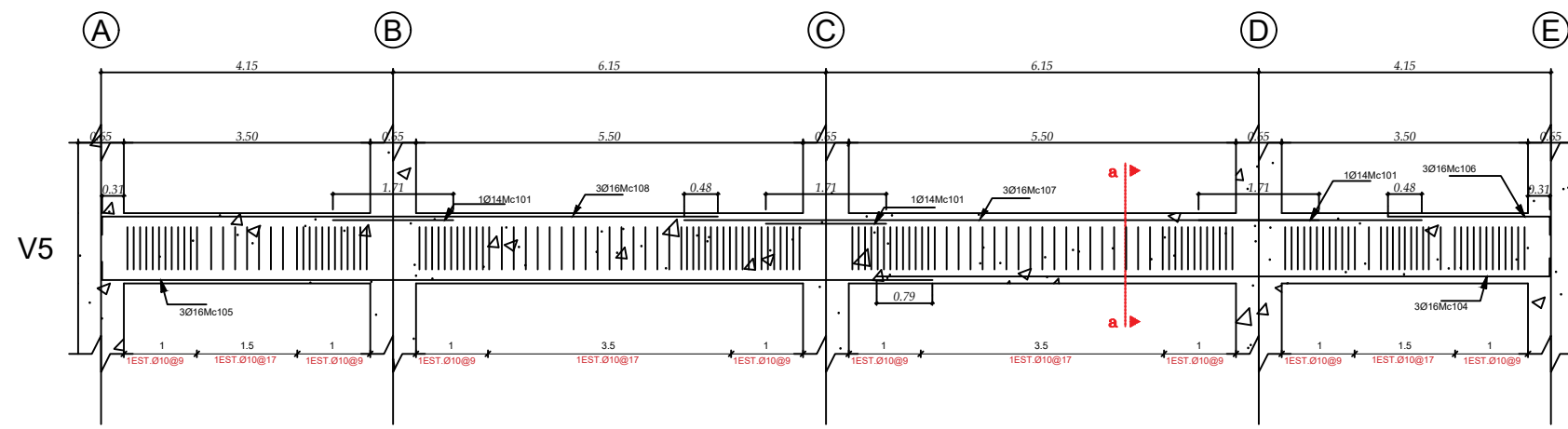
VIGA EJE 1 - PISO 1, PISO 2, PISO 3, PISO 4, PISO 5
ESC 1:100



VIGA EJE 2 - PISO 5
VIGA EJE 3 - PISO 5
VIGA EJE 4 - PISO 5
ESC 1:100



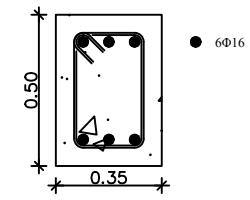
VIGA EJE 5 - PISO 1, PISO 2, PISO 3, PISO 4, PISO 5
ESC 1:100



VIGA EJE 2 - PISO 1,PISO 2,PISO 3,PISO 4
VIGA EJE 4 - PISO 1

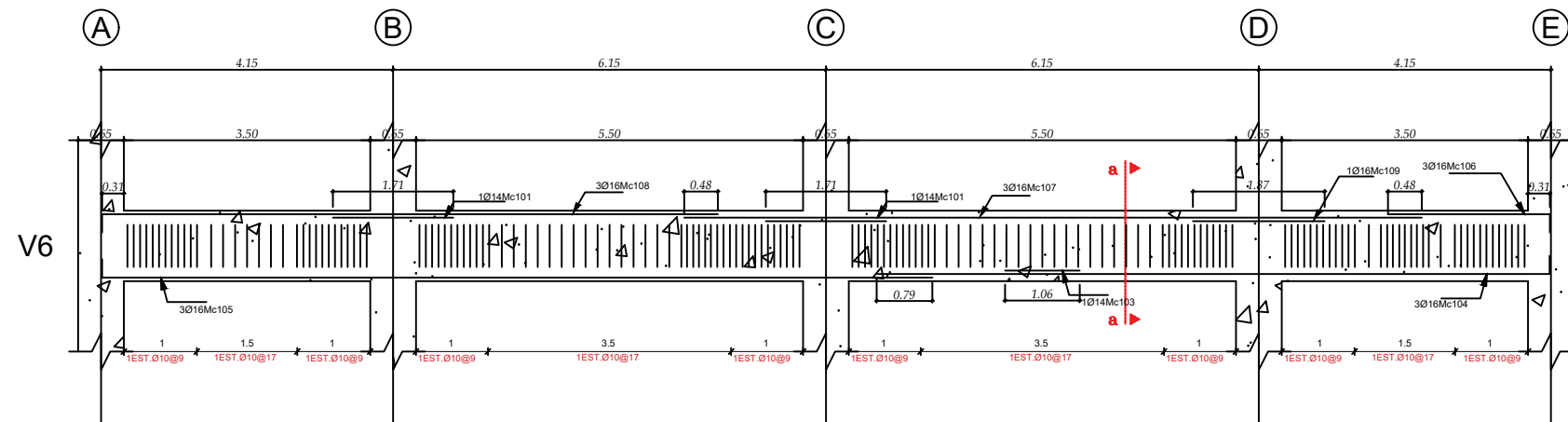
ESC 1:100

157EØ10Mc102



CORTE a-a

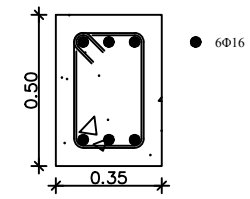
ESC. 1:25



VIGA EJE 3 - PISO 1
VIGA EJE 4 - PISO 2,PISO 3,PISO 4

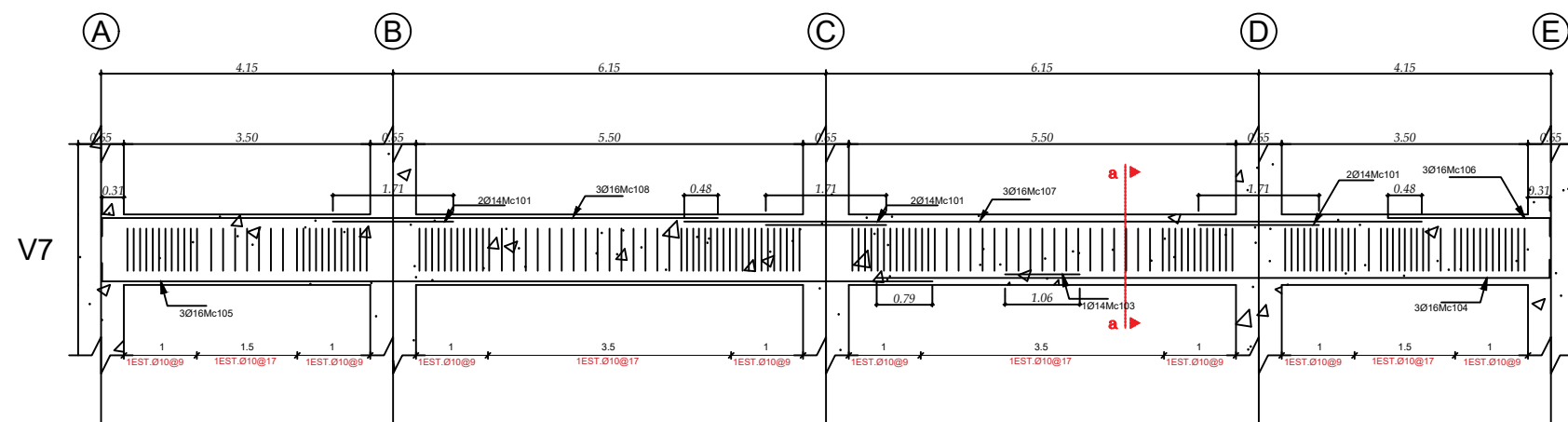
ESC 1:100

157EØ10Mc102



CORTE a-a

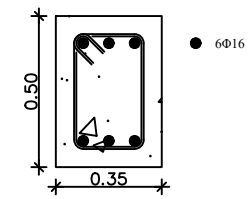
ESC. 1:25



VIGA EJE 3 - PISO 2,PISO 3,PISO 4

ESC 1:100

157EØ10Mc102



CORTE a-a

ESC. 1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y
AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN
CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN
CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE
AMENAZA SÍSMICA EN EL
TERRITORIO FRONTERIZO DE
ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS X - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
2/15

ESCALA:
INDICADAS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
PLANILLA DE ACEROS DE VIGAS EJE X - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
3/15

ESCALA:
INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS

Lamina 1

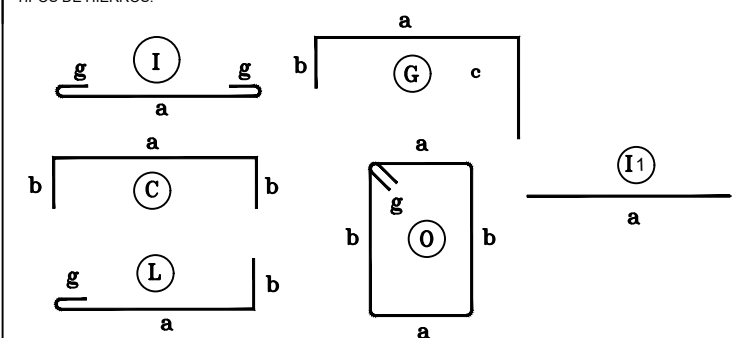
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	O	10	355	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	504.10	311.03	Observacion
102	L	16	3	9.56	0.26	0.00	0.00	9.82	29.46	46.49	Observacion
103	L	16	3	11.80	0.26	0.00	0.00	12.06	36.18	57.09	Observacion
104	L	16	3	2.30	0.26	0.00	0.00	2.56	7.68	12.12	Observacion
105	I1	16	3	10.48	0.00	0.00	0.00	10.48	31.44	49.61	Observacion
106	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
107	L	16	6	5.51	0.26	0.00	0.00	5.77	34.62	54.63	Observacion
108	L	16	6	11.70	0.26	0.00	0.00	11.96	71.76	113.24	Observacion
109	L	16	6	8.15	0.26	0.00	0.00	8.41	50.46	79.63	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	504.10	0	0	342.69	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	311.03	0.00	0.00	540.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 851.79
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

PLANILLA DE ACEROS

Lamina 2

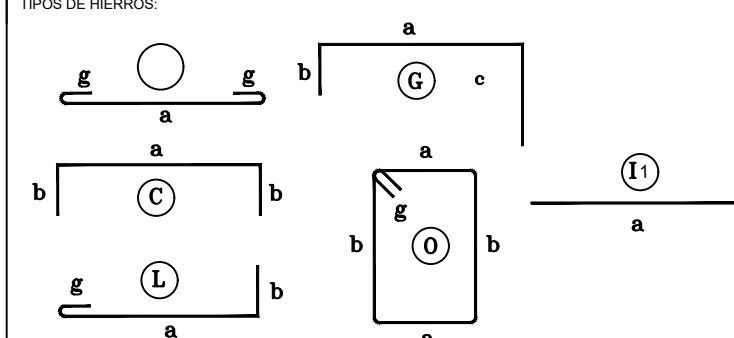
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I1	14	11	1.71	0.00	0.00	0.00	1.71	18.81	22.72	Observacion
102	O	10	471	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	668.82	412.66	Observacion
103	I1	14	2	1.06	0.00	0.00	0.00	1.06	2.12	2.56	Observacion
104	L	16	9	9.56	0.26	0.00	0.00	9.82	88.38	139.46	Observacion
105	L	16	9	11.80	0.26	0.00	0.00	12.06	108.54	171.28	Observacion
106	L	16	9	2.30	0.26	0.00	0.00	2.56	23.04	36.36	Observacion
107	I1	16	9	10.48	0.00	0.00	0.00	10.48	94.32	148.84	Observacion
108	L	16	9	8.75	0.26	0.00	0.00	9.01	81.09	127.96	Observacion
109	I1	16	1	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	1.87	2.95	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	668.82	0	20.93	397.24	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	412.66	0.00	25.28	626.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

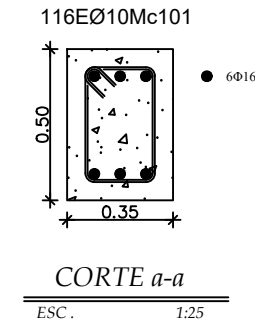
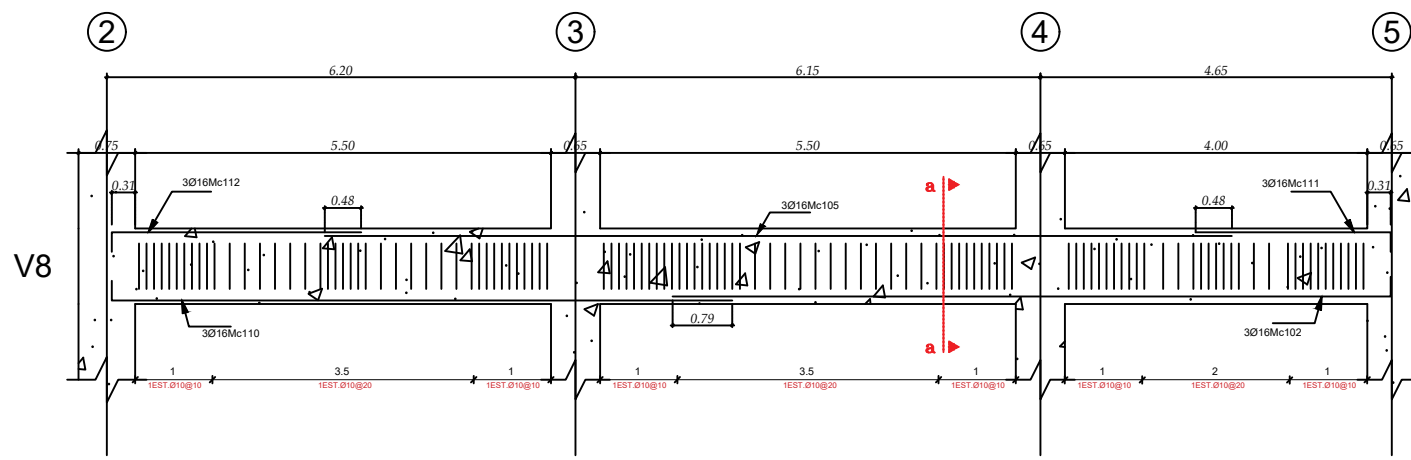
Wtot (Kg) = 1064.78
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²

TIPOS DE HIERROS:

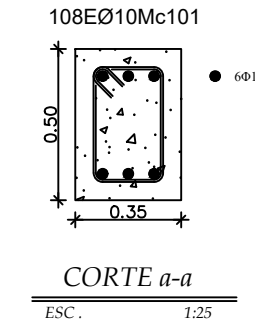
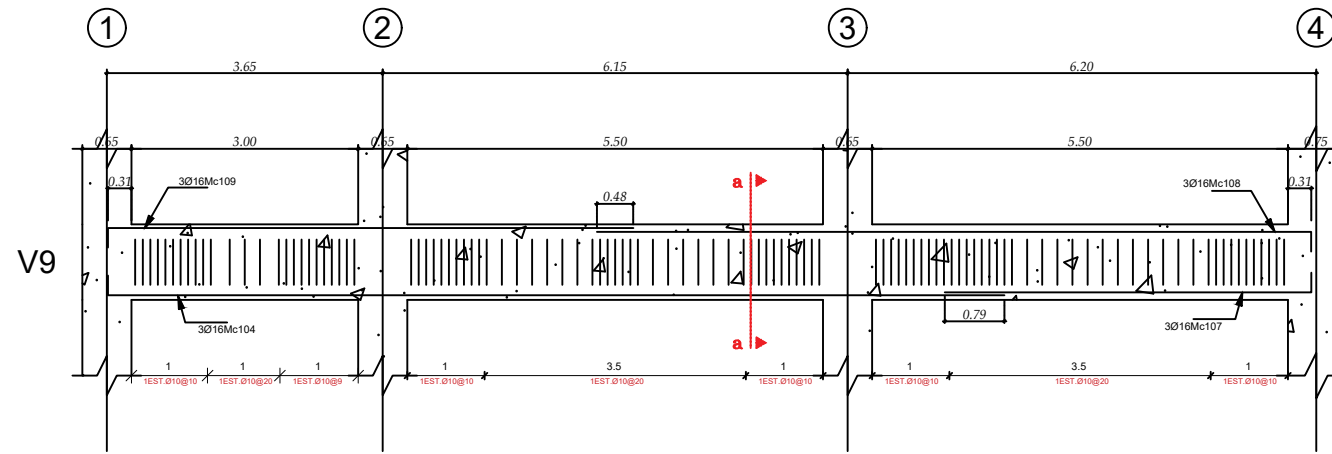


ESPECIFICACIONES TECNICAS:

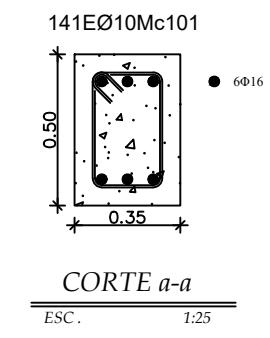
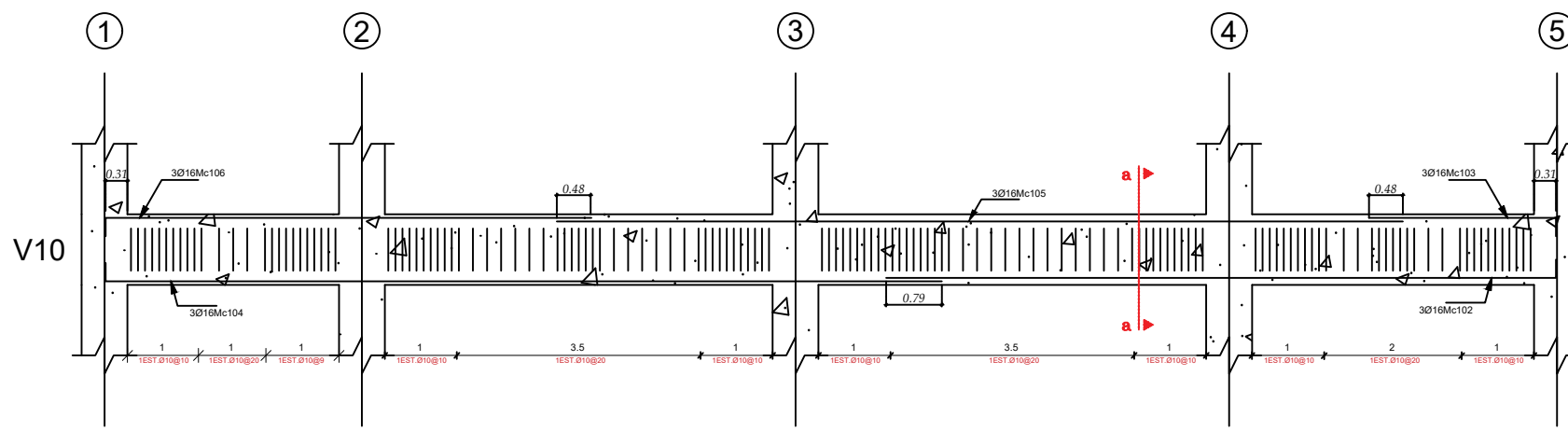
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA



VIGA EJE A - PISO 1, PISO 2, PISO 3, PISO 4, PISO 5
ESC 1:100



VIGA EJE E - PISO 1, PISO 2, PISO 3, PISO 4, PISO 5
ESC 1:100



VIGA EJE C - PISO 5
VIGA EJE D - PISO 5
ESC 1:100



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS Y - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
4/15

ESCALA:
INDICADAS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS Y - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

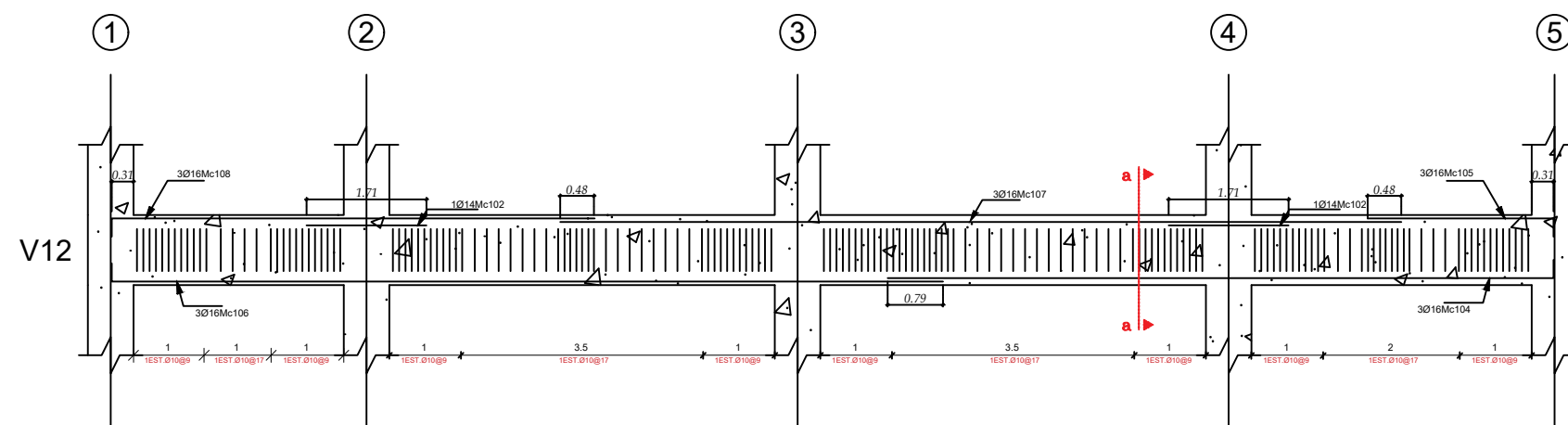
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

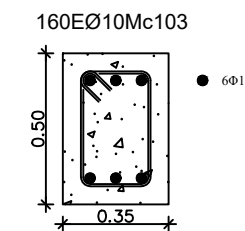
LAMINA:
5/15

ESCALA:
INDICADAS



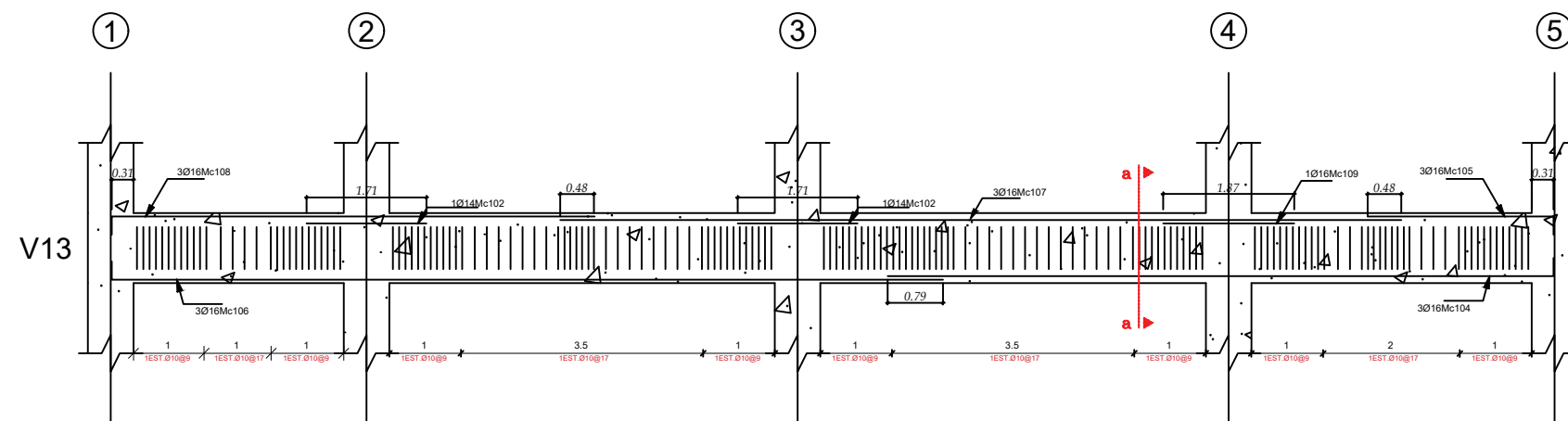
VIGA EJE B - PISO 1

ESC 1:100



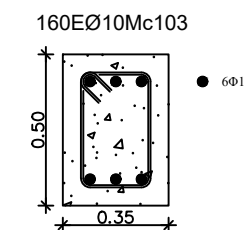
CORTE a-a

ESC. 1:25



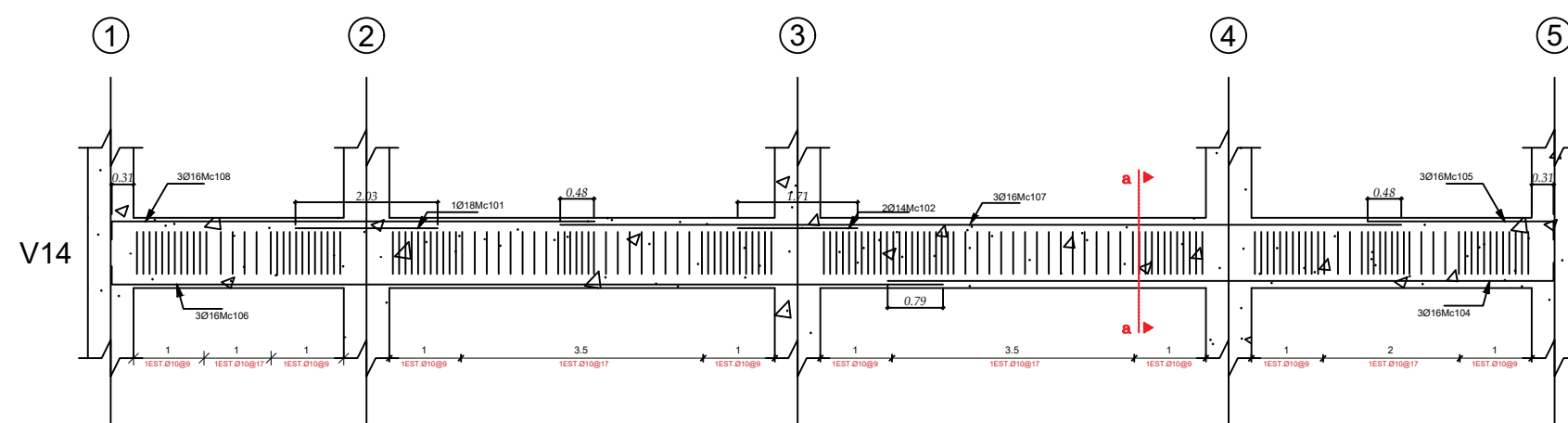
VIGA EJE B - PISO 2, PISO 3, PISO 4

ESC 1:100



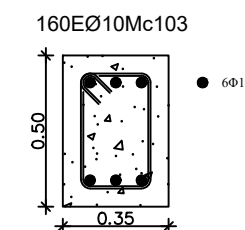
CORTE a-a

ESC. 1:25



VIGA EJE C - PISO 1

ESC 1:100



CORTE a-a

ESC. 1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS Y - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

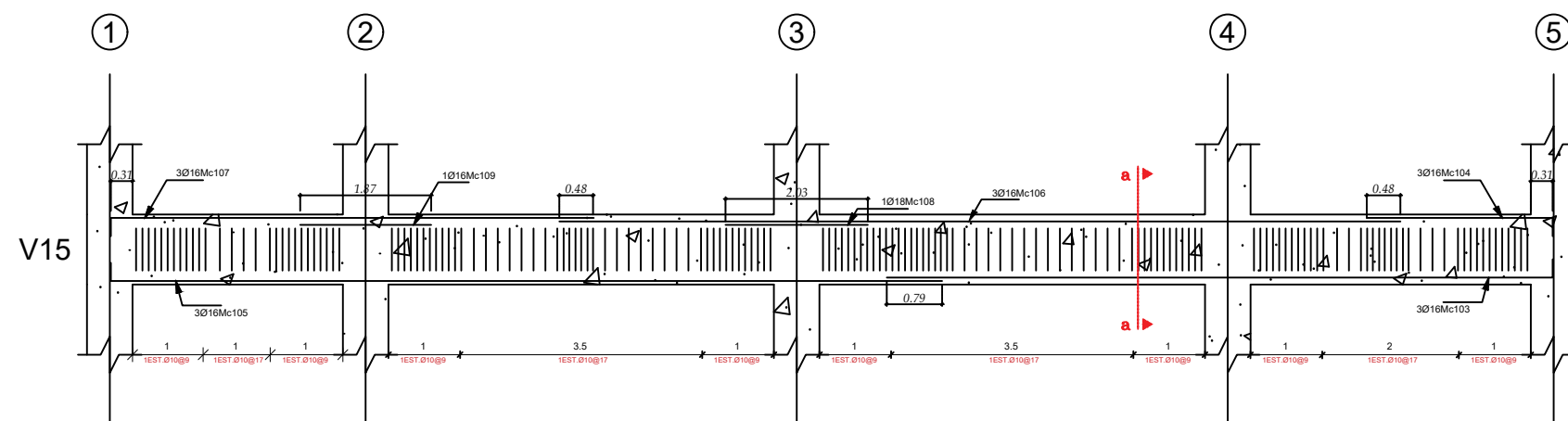
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

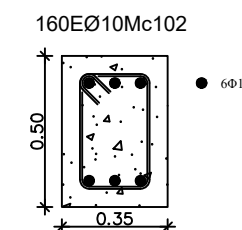
LAMINA:
6/15

ESCALA:
INDICADAS



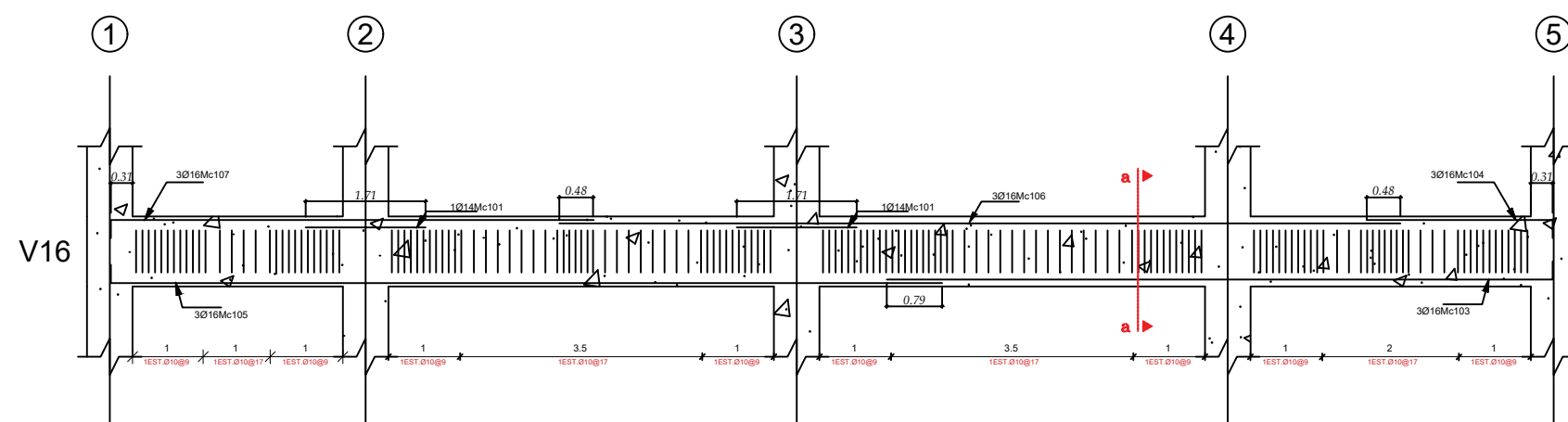
VIGA EJE C - PISO 2, PISO 3, PISO 4

ESC 1:100



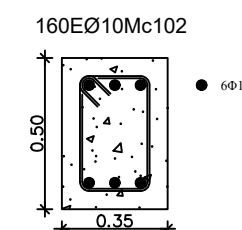
CORTE a-a

ESC. 1:25



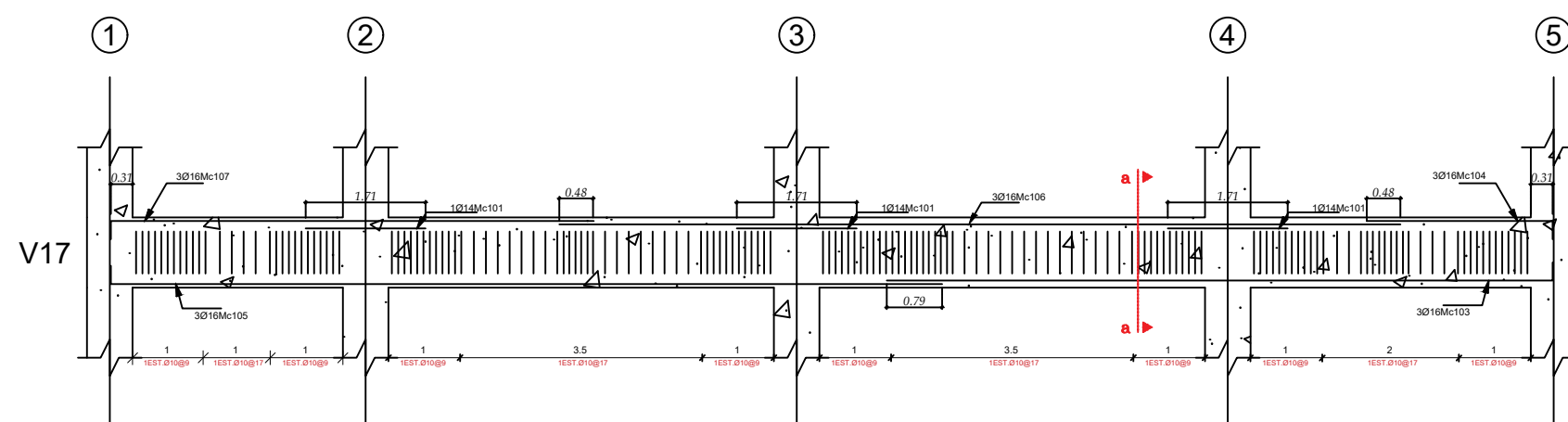
VIGA EJE D - PISO 1

ESC 1:100



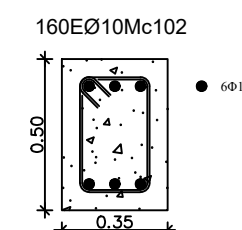
CORTE a-a

ESC. 1:25



VIGA EJE D - PISO 1

ESC 1:100



CORTE a-a

ESC. 1:25



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
PLANILLA DE ACEROS DE VIGAS EJE Y - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
7/15

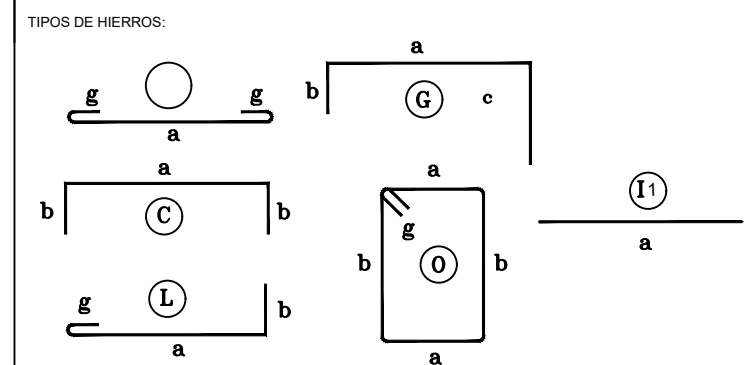
ESCALA:
INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS Lamina 4

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	10	365	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	518.30	319.79	Observacion
102	L	16	6	9.50	0.26	0.00	0.00	9.76	58.56	92.41	Observacion
103	L	16	3	2.65	0.26	0.00	0.00	2.91	8.73	13.78	Observacion
104	L	16	6	11.86	0.26	0.00	0.00	12.12	72.72	114.75	Observacion
105	II	16	6	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	72.00	113.62	Observacion
106	L	16	3	6.89	0.26	0.00	0.00	7.15	21.45	33.85	Observacion
107	L	16	3	4.85	0.26	0.00	0.00	5.11	15.33	24.19	Observacion
108	L	16	3	9.45	0.26	0.00	0.00	9.71	29.13	45.97	Observacion
109	L	16	3	6.95	0.26	0.00	0.00	7.21	21.63	34.13	Observacion
110	L	16	3	8.21	0.26	0.00	0.00	8.47	25.41	40.10	Observacion
111	L	16	3	2.58	0.26	0.00	0.00	2.84	8.52	13.44	Observacion
112	L	16	3	3.30	0.26	0.00	0.00	3.56	10.68	16.85	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	518.30	0	0	344.16	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	319.79	0.00	0.00	543.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 862.87
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²



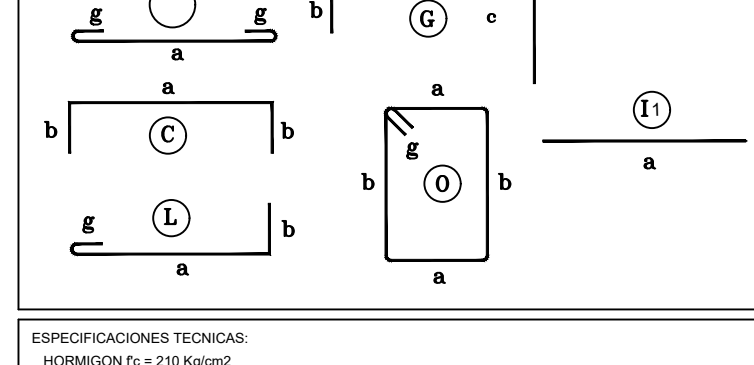
ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

PLANILLA DE ACEROS Lamina 5

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	18	1	2.03	0.00	0.00	0.00	2.03	2.03	4.06	Observacion
102	I1	14	6	1.71	0.00	0.00	0.00	1.71	10.26	12.39	Observacion
103	O	10	480	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	681.60	420.55	Observacion
104	L	16	9	9.50	0.26	0.00	0.00	9.76	87.84	138.61	Observacion
105	L	16	9	2.65	0.26	0.00	0.00	2.91	26.19	41.33	Observacion
106	L	16	9	11.86	0.26	0.00	0.00	12.12	109.08	172.13	Observacion
107	I1	16	9	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	108.00	170.42	Observacion
108	L	16	9	6.89	0.26	0.00	0.00	7.15	64.35	101.54	Observacion
109	I1	16	1	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	1.87	2.95	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	681.60	0	10.26	397.33	2.03	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	420.55	0.00	12.39	626.99	4.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1063.99
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²



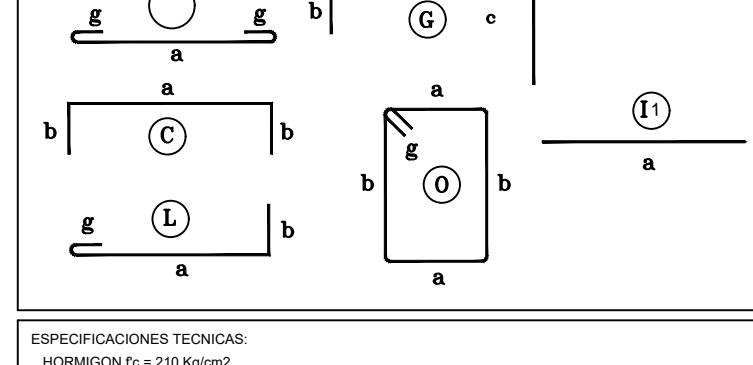
ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

PLANILLA DE ACEROS Lamina 6

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	14	5	1.71	0.00	0.00	0.00	1.71	8.55	10.33	Observacion
102	O	10	480	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	681.60	420.55	Observacion
103	L	16	9	9.50	0.26	0.00	0.00	9.76	87.84	138.61	Observacion
104	L	16	9	2.65	0.26	0.00	0.00	2.91	26.19	41.33	Observacion
105	L	16	9	11.86	0.26	0.00	0.00	12.12	109.08	172.13	Observacion
106	I1	16	9	12.00	0.00	0.00	0.00	12.00	108.00	170.42	Observacion
107	L	16	9	6.89	0.26	0.00	0.00	7.15	64.35	101.54	Observacion
108	I1	18	1	2.03	0.00	0.00	0.00	2.03	2.03	4.06	Observacion
109	I1	16	1	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	1.87	2.95	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	681.60	0	8.55	397.33	2.03	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	420.55	0.00	10.33	626.99	4.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 1061.93
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²



ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE VIGAS INTERMEDIAS - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

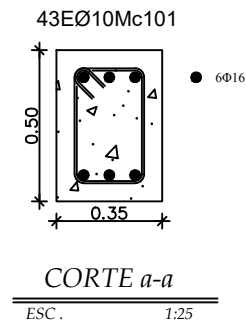
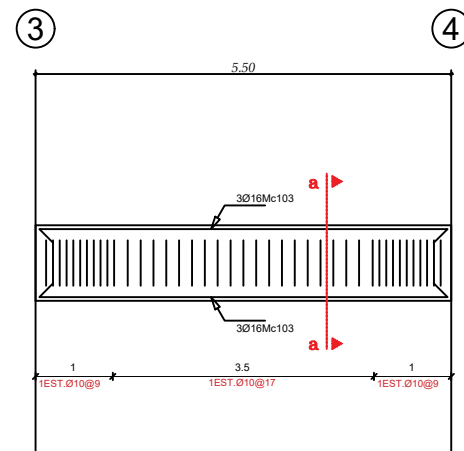
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

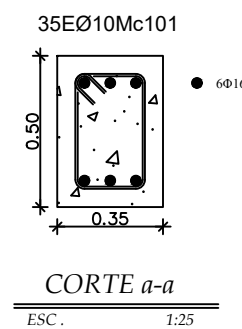
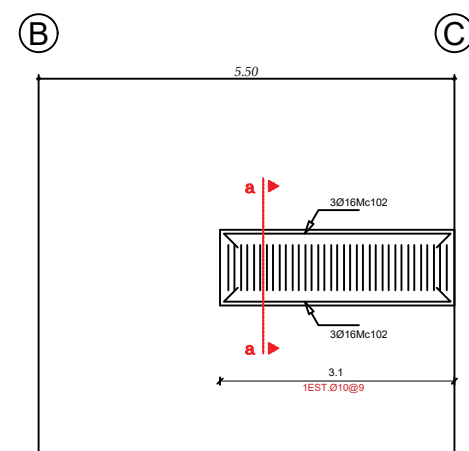
LAMINA:
8/15

ESCALA:
INDICADAS



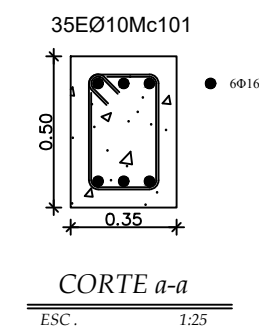
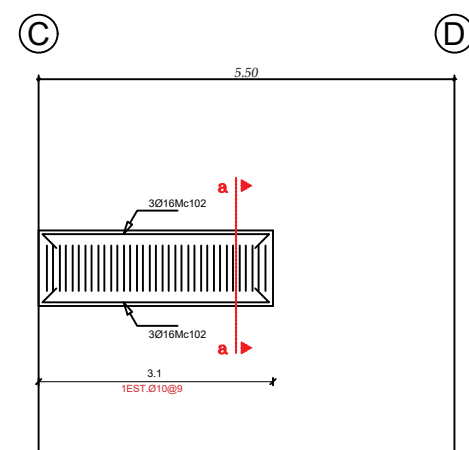
VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5
VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5

ESC 1:100



VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5

ESC 1:100



VIGA EJE 3-4 - PISO 1, PISO 2, PISO3, PISO4, PISO5

ESC 1:100

PLANILLA DE ACEROS

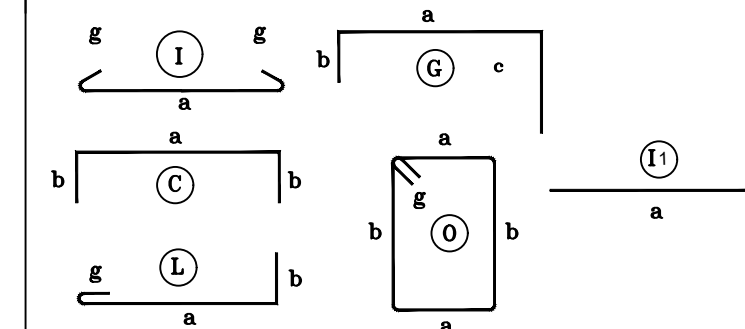
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	O	10	113	0.23	0.38	0.00	0.1	1.42	160.46	99	Observacion
102	I	16	12	3.1	0.00	0.00	0.10	3.3	39.6	62.49	Observacion
103	I	16	6	5.40	0.00	0.00	0.10	5.6	33.6	53.02	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	160.46	0	0	73.2	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	99	0.00	0.00	115.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 214.51
HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

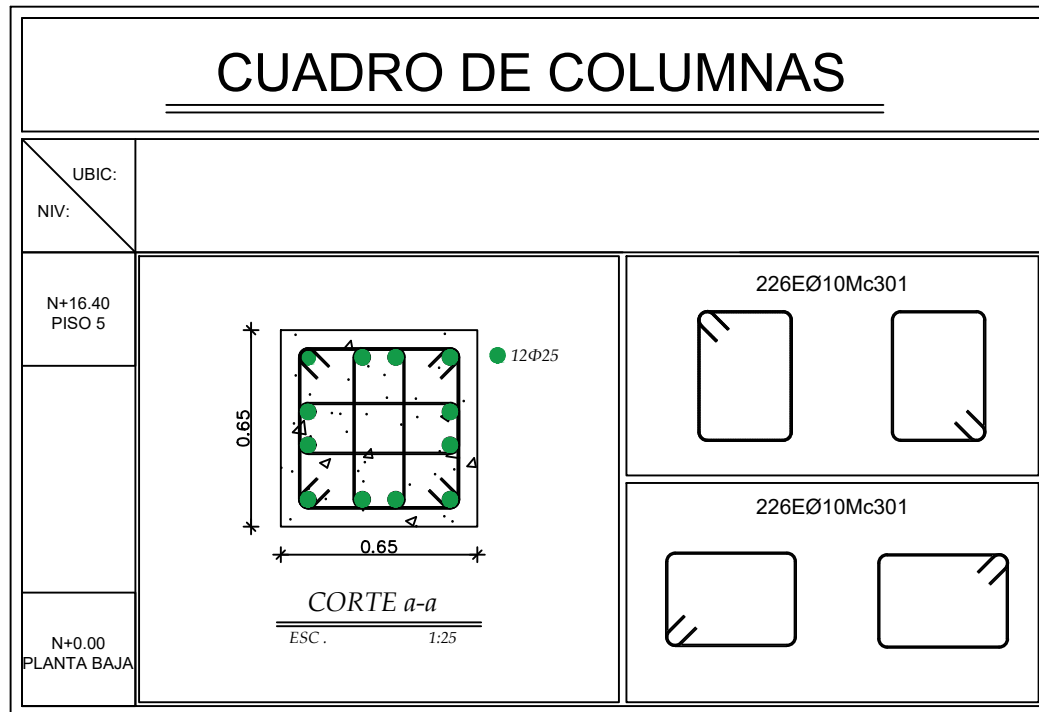
TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
HIERRO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA

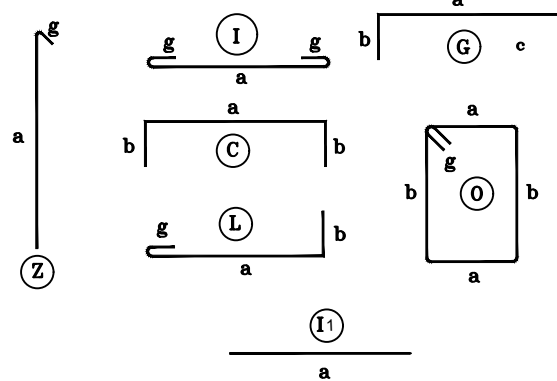
CUADRO DE COLUMNAS



PLANILLA DE ACEROS

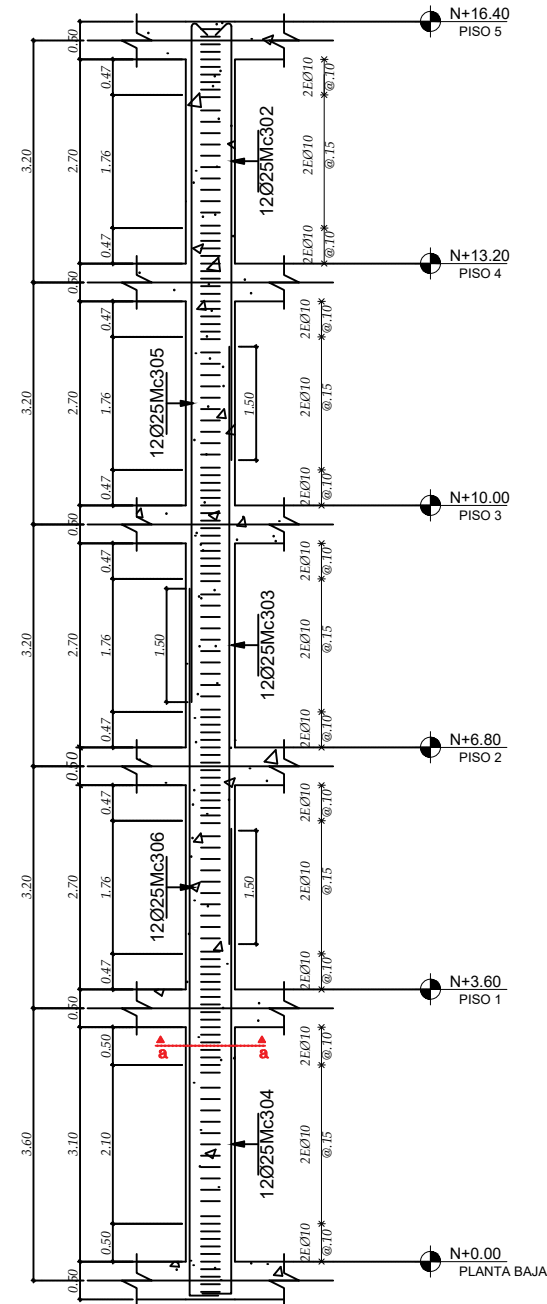
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 300											
Marca 300											
301	O	10	452	0.35	0.53	0.00	0.10	1.96	885.92	546.61	----
302	Z	25	12	5.78	0.00	0.00	0.20	5.98	71.76	276.49	----
303	I1	25	12	7.90	0.00	0.00	0.00	7.90	94.80	365.26	----
304	L	25	12	6.15	0.38	0.00	0.00	6.53	78.36	301.92	----
305	Z	25	12	8.98	0.00	0.00	0.20	9.18	110.16	424.45	----
306	L	25	12	9.35	0.38	0.00	0.00	9.73	116.76	449.88	----
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	885.92	0	0	0	0	0	0	471.84	0	0
PESO (Kg)	0.00	546.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1818.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 2364.61											
HORMIGON f _c = 210 Kg/cm ²											
ACERO f _y = 4200 Kg/cm ²											

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
- ACERO f_y = 4200 Kg/cm²
- LA LONGITUD DE TRASLAPE PARA COLUMNAS COMO MÍNIMO = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA Y EN EL CENTRO DE LA LUZ



ESC: C1 1:100

No.	UBICACIÓN	SECCIÓN	
		A	B
25	A1, A2, A3, A4, A5 B1, B2, B3, B4, B5 C1, C2, C3, C4, C5 D1, D2, D3, D4, D5 E1, E2, E3, E4, E5	0.65	0.65



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE COLUMNAS - NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
9/15

ESCALA:
INDICADAS



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE LOSA NTE

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
10/15

ESCALA:
INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS

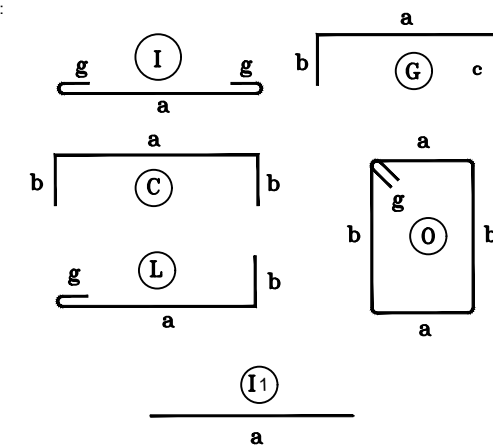
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 400											
Marca 400											
401	C	12	36	1.58	0.20	0.00	0.00	1.98	71.28	63.30	Observacion
402	C	12	15	1.60	0.20	0.00	0.00	2.00	30.00	26.64	Observacion
403	C	12	22	3.35	0.20	0.00	0.00	3.75	82.50	73.26	Observacion
404	C	12	58	3.85	0.20	0.00	0.00	4.25	246.50	218.89	Observacion
405	C	12	7	2.08	0.20	0.00	0.00	2.48	17.36	15.42	Observacion
406	C	12	36	3.02	0.20	0.00	0.00	3.42	123.12	109.33	Observacion
407	C	12	36	1.25	0.20	0.00	0.00	1.65	59.40	52.75	Observacion
408	L	12	27	9.36	0.00	0.00	0.12	9.48	255.96	227.29	Observacion
409	I	12	9	5.98	0.00	0.00	0.12	6.22	55.98	49.71	Observacion
410	I	12	6	6.01	0.00	0.00	0.12	6.25	37.50	33.30	Observacion
411	L	12	30	9.39	0.00	0.00	0.12	9.51	285.30	253.35	Observacion
412	L	12	23	8.86	0.00	0.00	0.12	8.98	206.54	183.41	Observacion
413	I	12	6	9.96	0.00	0.00	0.12	10.20	61.20	54.35	Observacion
414	I	12	6	11.41	0.00	0.00	0.12	11.65	69.90	62.07	Observacion
415	I	12	14	4.35	0.00	0.00	0.12	4.59	64.26	57.06	Observacion
416	L	12	22	9.86	0.00	0.00	0.12	9.98	219.56	194.97	Observacion
417	C	12	72	1.32	0.20	0.00	0.00	1.72	123.84	109.97	Observacion
418	C	12	72	3.19	0.20	0.00	0.00	3.59	258.48	229.53	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2268.68	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	2014.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

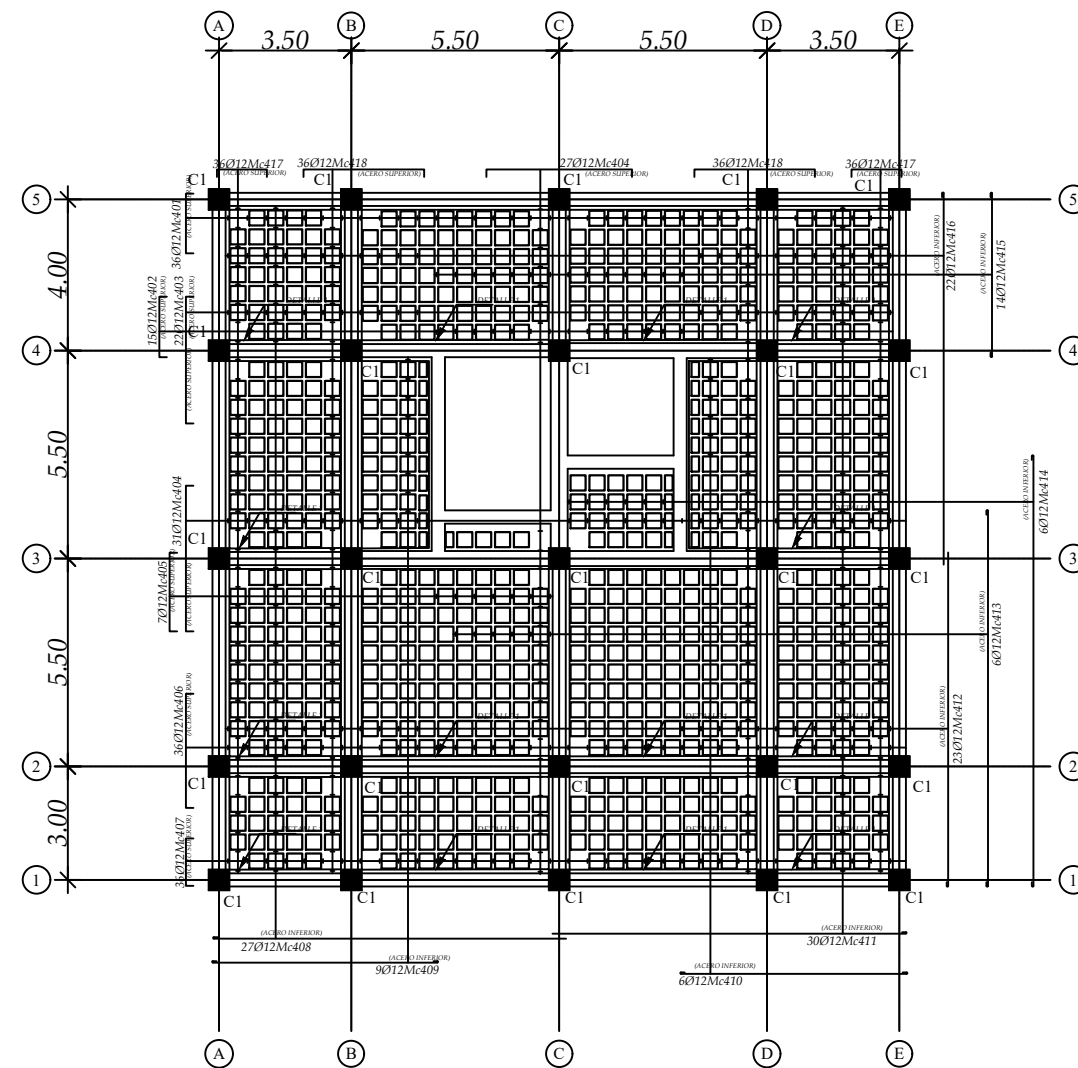
Wtot (Kg) = 2014.59
 HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

TIPOS DE HIERROS:

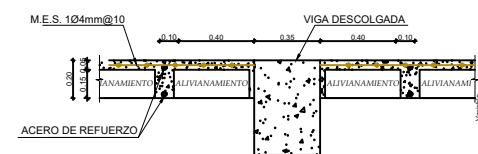


ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- MALLA ELECTROSOLDADA M.E.S 4 MM @ 10 CM PARA LOSETA DE COMPRESIÓN EN LOSA ALIVIANADA



PLANTA LOSA TIPO DE LOSA Nv.+3.60; Nv.+6.80 Nv. +10.00
 Nv.+13.20 $e = 0.20$
 ESC 1:200



DETALLE DE LOSA Nv.+3.60; Nv.+6.80 Nv. +10.00
 Nv.+13.20 $e = 0.20$
 ESC 1:40



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:

ARMADO DE LOSA NTE

ELABORADO POR:

CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:

ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:

28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:

A3

LAMINA:

11/15

ESCALA:

INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS

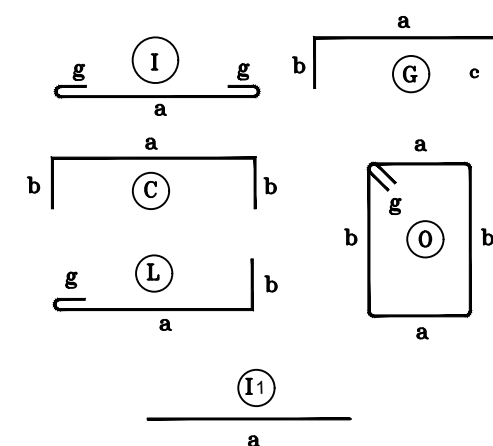
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 400											
Marca 400											
401	C	12	36	1.58	0.20	0.00	0.00	1.98	71.28	63.30	Observacion
402	C	12	36	3.35	0.20	0.00	0.00	3.75	135.00	119.88	Observacion
403	C	12	63	3.85	0.20	0.00	0.00	4.25	267.75	237.76	Observacion
404	C	12	36	3.02	0.20	0.00	0.00	3.42	123.12	109.33	Observacion
405	C	12	36	1.25	0.20	0.00	0.00	1.65	59.40	52.75	Observacion
406	L	12	36	9.36	0.00	0.00	0.12	9.48	341.28	303.06	Observacion
407	L	12	36	9.39	0.00	0.00	0.12	9.51	342.36	304.02	Observacion
408	L	12	36	8.86	0.00	0.00	0.12	8.98	323.28	287.07	Observacion
409	L	12	36	9.86	0.00	0.00	0.12	9.98	359.28	319.04	Observacion
410	C	12	72	1.32	0.20	0.00	0.00	1.72	123.84	109.97	Observacion
411	C	12	72	3.19	0.20	0.00	0.00	3.59	258.48	229.53	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2405.07	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	2135.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

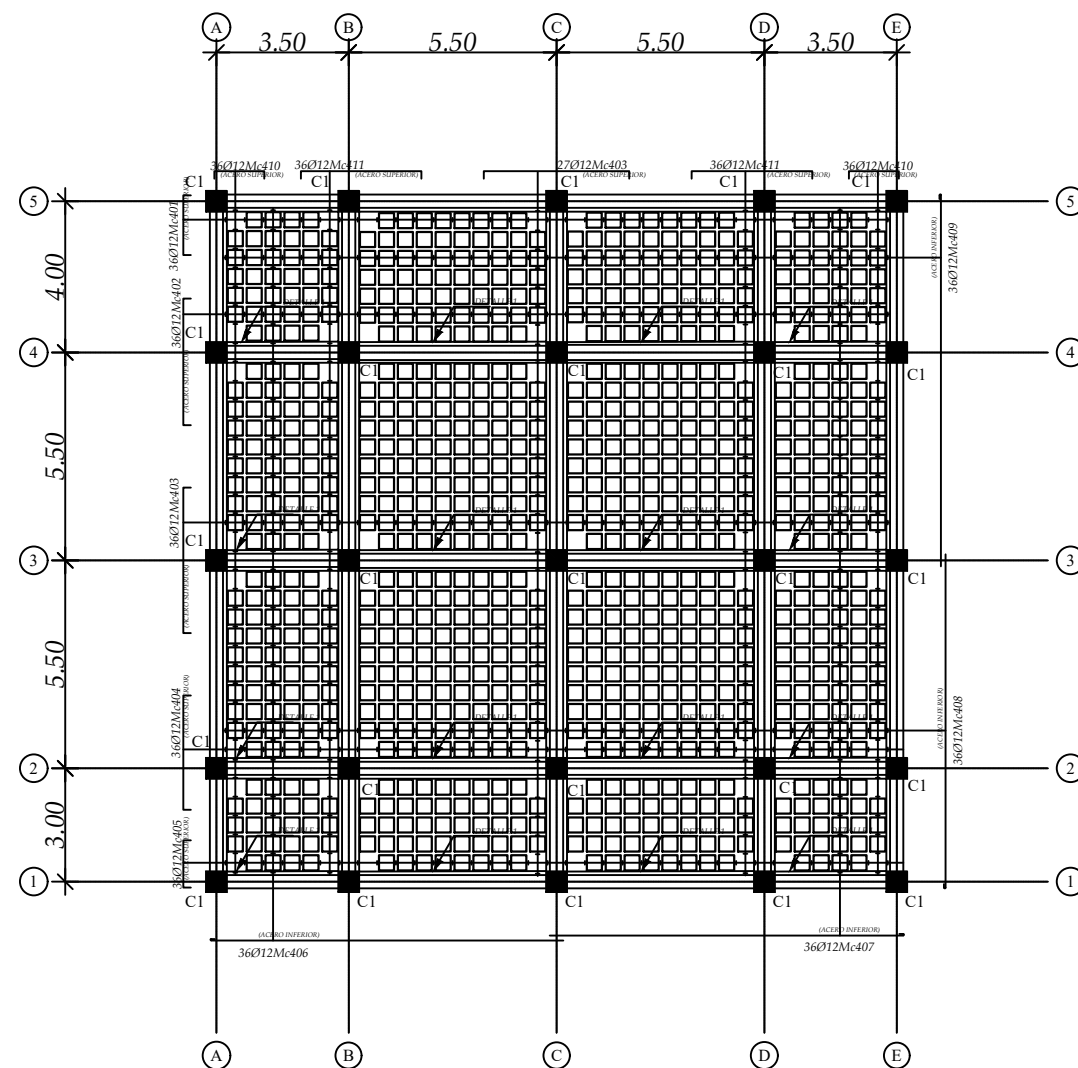
Wtot (Kg) = 2135.70
 HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

TIPOS DE HIERROS:

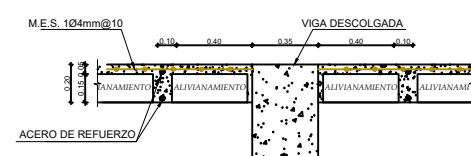


ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- MALLA ELECTROSOLDADA M.ES 4 MM @ 10 CM PARA LOSA DE COMPRESIÓN EN LOSA ALIVIANADA



PLANTA LOSA Nv.+16.40 e= 0.20
 ESC 1:200



DETALLE DE LOSA Nv.+16.40 e= 0.20
 ESC 1:40



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE MUROS - NEC 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

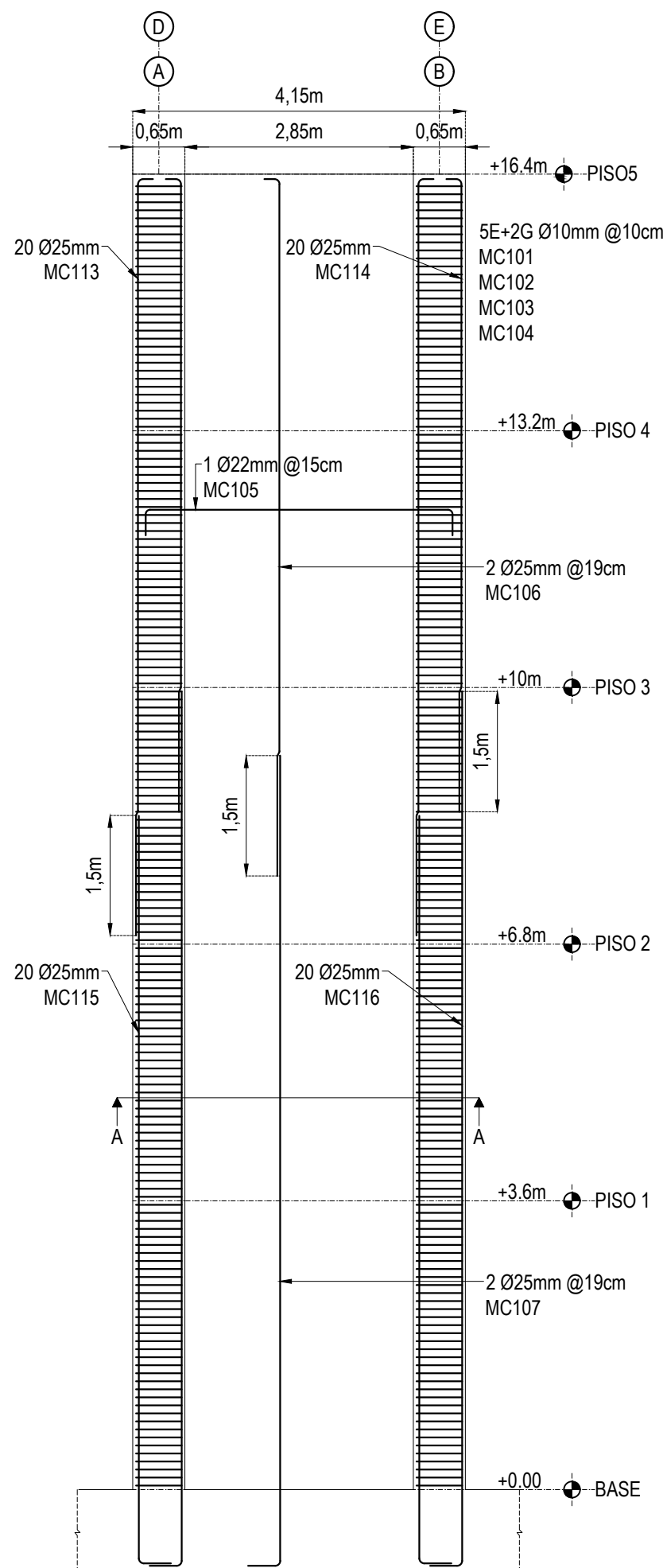
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

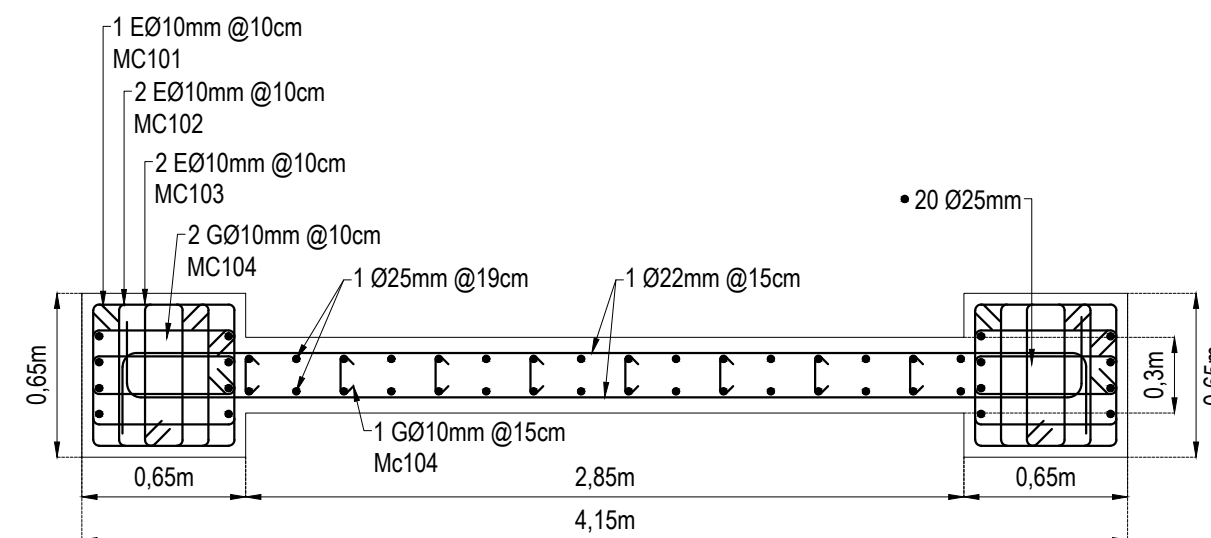
TAMAÑO:
A3

LAMINA:
12/15

ESCALA:
INDICADAS



01 ELEVACIÓN MURO DE CORTE 1 EJES A-B Y D-E
1/4 ESCALA 1:75



02 MURO DE CORTE: SECCIÓN A-A
1/4 ESCALA 1:30



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE MUROS - NEC 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

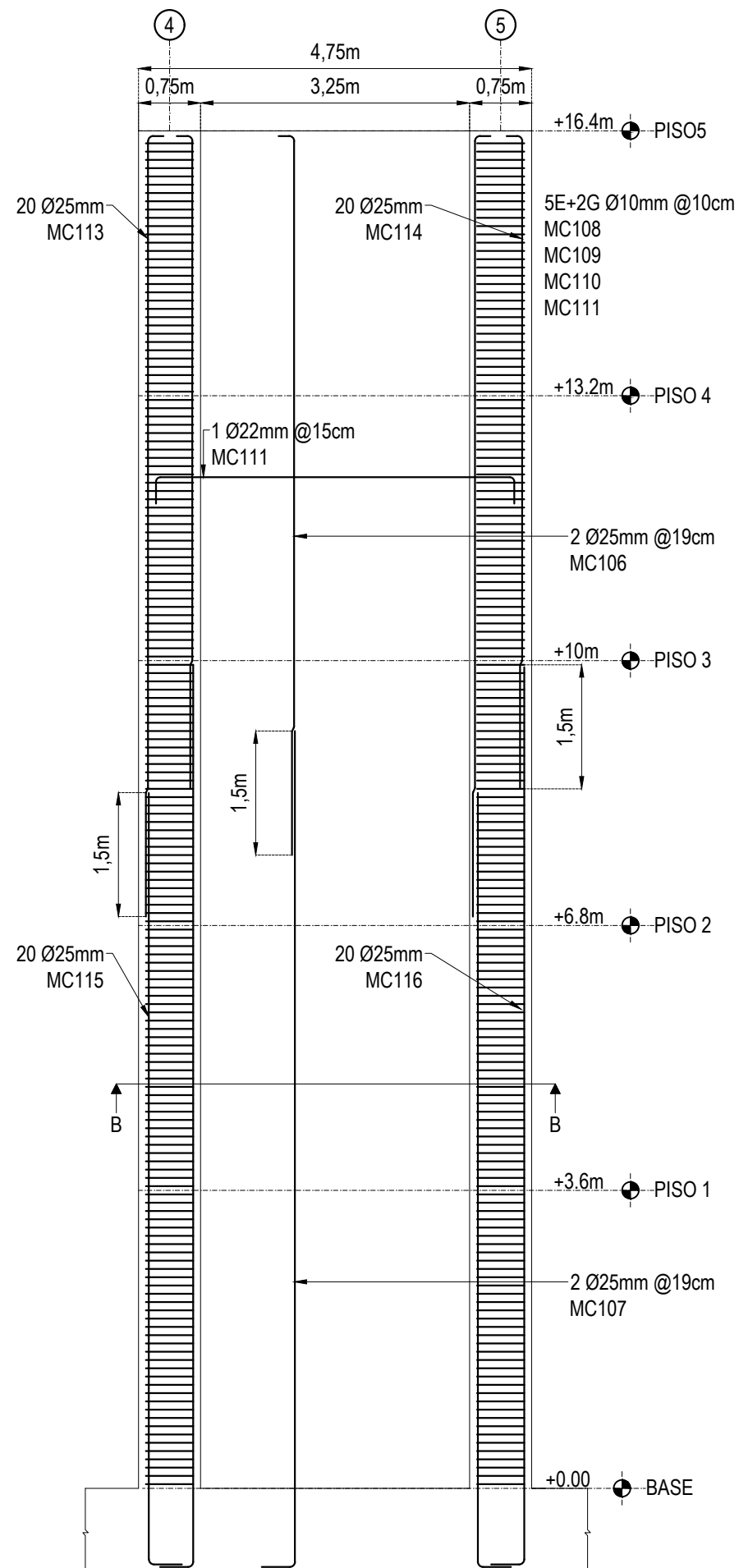
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

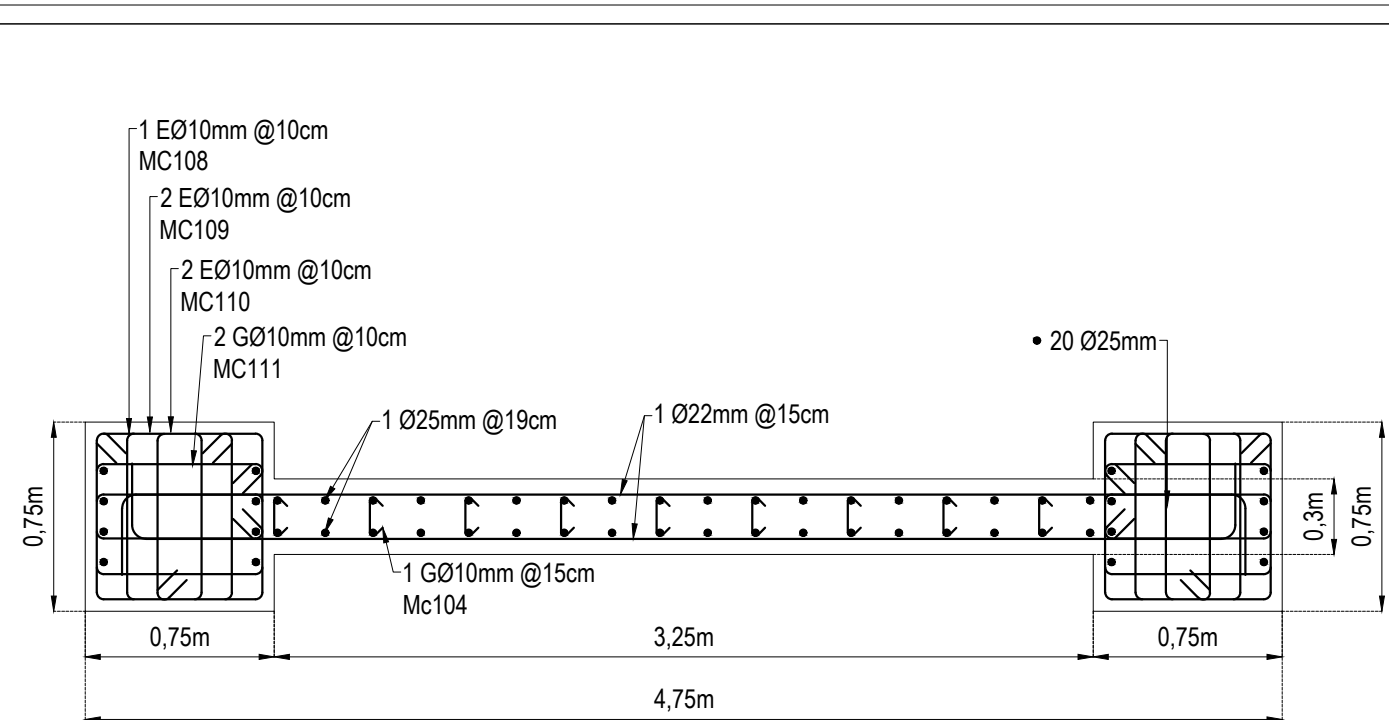
TAMAÑO:
A3

LAMINA:
13/15

ESCALA:
INDICADAS



03 / 24 ELEVACIÓN MURO DE CORTE 2 ESCALA 1:75



04 / 24 MURO DE CORTE: SECCIÓN B-B ESCALA 1:30



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE MUROS - NEC 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

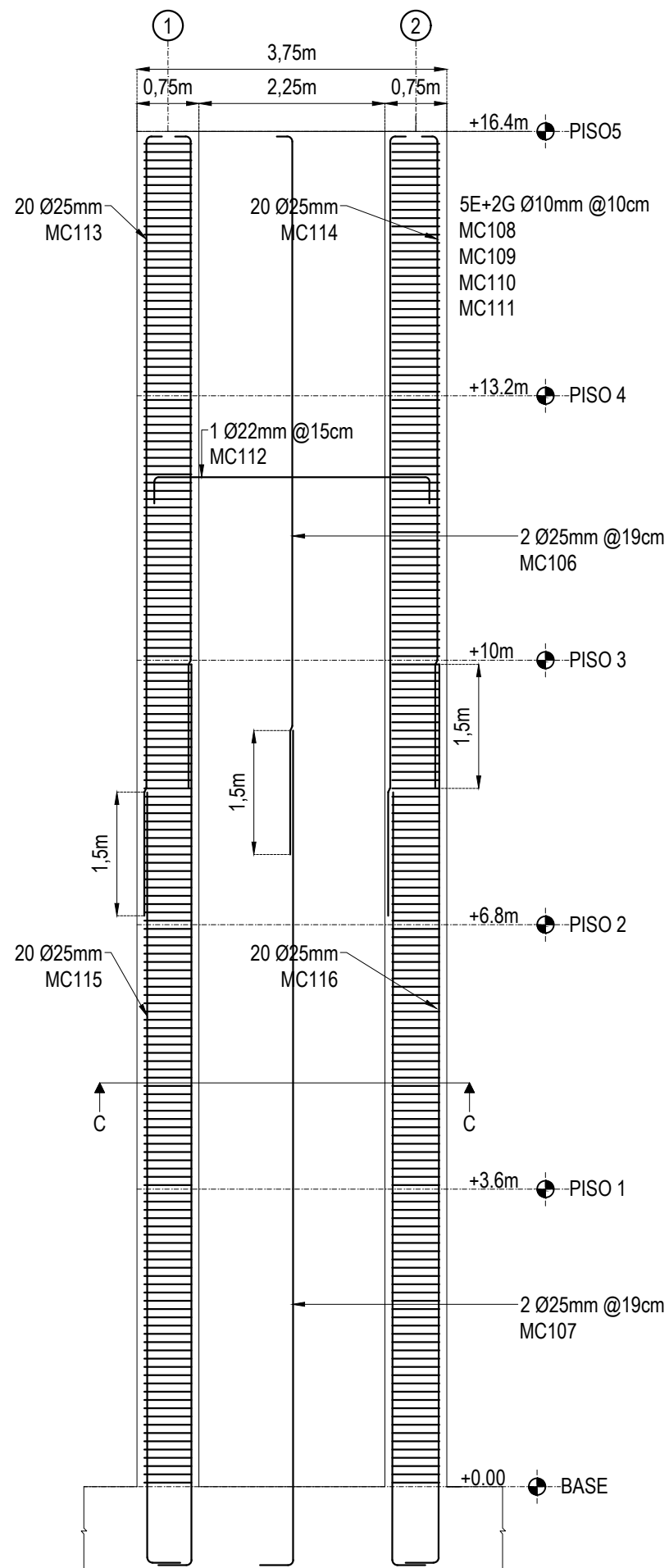
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

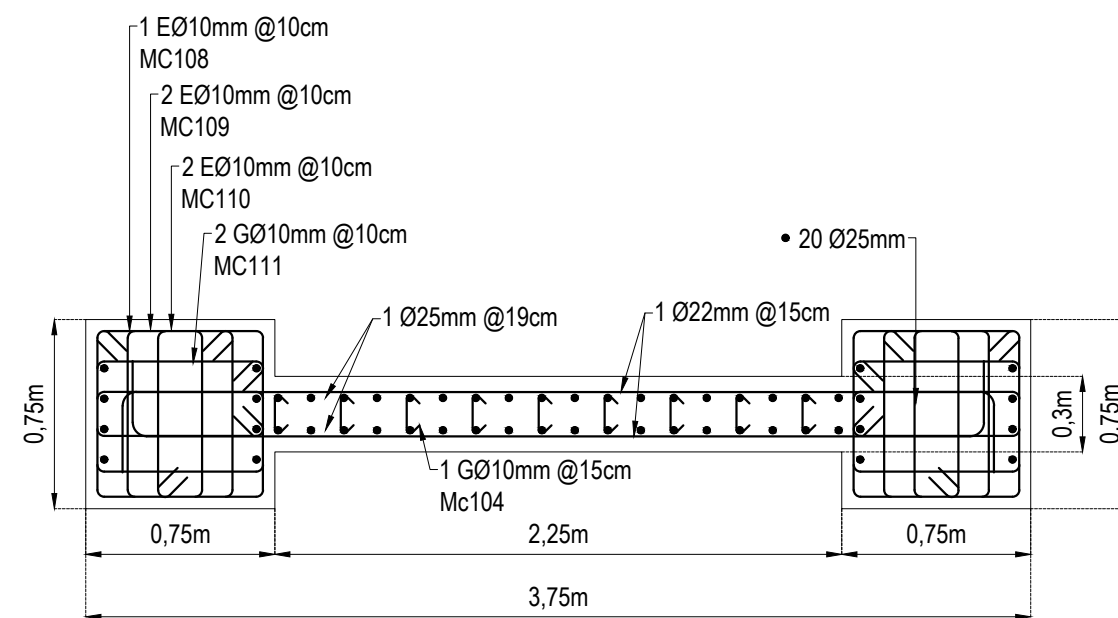
TAMAÑO:
A3

LAMINA:
14/15

ESCALA:
INDICADAS



05 ELEVACIÓN MURO DE CORTE 3
3/4 ESCALA 1:75



06 MURO DE CORTE: SECCIÓN C-C
3/4 ESCALA 1:30



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR-PERÚ

CONTIENE:
ARMADO DE MUROS - NEC 15

ELABORADO POR:
CARLOS VILLACÍS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

FECHA:
28 DE AGOSTO 2023

TAMAÑO:
A3

LAMINA:
15/15

ESCALA:
INDICADAS

PLANILLA DE ACEROS											
MARCA	TIPO	∅ [mm]	#	DIMENSIONES [m]					LONG. DESAR. [m]	LONG. TOTAL [m]	PESO [kg]
				a	b	c	d	g			
MUROS											
101	O	10	328	0.57	0.57	0	0	0.08	2.44	800.32	493.43
102	O	10	656	0.35	0.57	0	0	0.08	2.00	1312.00	808.90
103	O	10	656	0.15	0.57	0	0	0.08	1.60	1049.60	647.12
104	G	10	1870	0.52	0	0	0	0.04	0.21	392.70	242.11
105	C	22	220	3.72	0.26	0	0	0	4.42	971.96	2900.37
106	L	25	208	8.63	0.13	0	0	0	8.86	1841.84	7097.27
107	L	25	208	10	0.34	0	0	0	10.34	2150.20	8285.49
108	O	10	656	0.67	0.67	0	0	0.08	2.84	1863.04	1148.63
109	O	10	1312	0.42	0.67	0	0	0.08	2.34	3070.08	1892.82
110	O	10	1312	0.17	0.67	0	0	0.08	1.84	2414.08	1488.37
111	C	22	220	4.31	0.26	0	0	0	5.01	1102.20	3289.01
112	C	22	220	3.31	0.26	0	0	0	4.01	882.20	2632.52
113	L	25	120	9.37	0.13	0	0	0	9.60	1151.40	4436.76
114	L	25	120	7.83	0.13	0	0	0	8.06	966.60	3724.66
115	L	25	120	9.26	0.34	0	0	0	9.72	1166.70	4495.71
116	L	25	120	10.84	0.34	0	0	0	11.30	1356.30	5226.31
RESUMEN											
∅ [mm]	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W [kg/m]	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L [m]	0.00	10901.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2956.36	8633.04	0.00	0.00
PESO [kg]	0	6721.38	0.00	0.00	0	0	0	8821.90	33266.21	0	0
PESO TOTAL [kg] = 48809.49											
ESQUEMA DE DOBLADO DE ACEROS											
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS											
Hormigón ($f_c=210 \text{ kg/cm}^2$) Acero de refuerzo ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) Longitud de traslapes mínima si no se indica igual a 60 diámetros de la varilla											