

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL
TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR – COLOMBIA I PARTE**

**COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9Aa - 8Av
COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI
ECUADOR**

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

IÑAKI MOISÉS CISNEROS CÓRDOVA

inaki.cisneros@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

maria.corream@epn.edu.ec

DMQ, febrero 2024

CERTIFICACIONES

Yo, IÑAKI MOISÉS CISNEROS CÓRDOVA 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.

IÑAKI MOISÉS CISNEROS CÓRDOVA

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por IÑAKI MOISÉS CISNEROS CÓRDOVA, bajo mi supervisión.

ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO M.SC.
DIRECTOR

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.

IÑAKI MOISÉS CISNEROS CÓRDOVA

ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO M.SC.

DEDICATORIA

Este trabajo es para mis padres por ayudarme a culminar una etapa más de mi vida y enseñarme todo lo que me hace la persona que soy ahora. Profundamente, te lo dedico a ti Iñaki de 18 años, que tuviste el valor de irte a una ciudad desconocida, lejos de casa, en la búsqueda de un futuro incierto, solo decirte que a pesar de los altibajos lo lograste y lo seguirás haciendo.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mis padres, Mónica y Moisés, por haber sido mi fuente de apoyo incondicional en toda mi vida, y en especial en estos años de universidad.

A mis hijos de 4 patas, Pirata, Mikasa y Mimi por haber sido el motivo de mis alegrías al llegar a casa.

A Nathy por haber sido mi confidente y apoyo en todos los días difíciles de este proceso.

A Jenni y Rashell quienes estuvieron como compañeras y amigas desde primer semestre hasta el último día de clases.

A mi mejor amiga, Nico, que a pesar de los años y la distancia siempre estuvo pendiente de mí.

En especial a mi directora y profesora, Ing. María Belén Correa, que supo transmitir sus conocimientos y pasión por la carrera.

Finalmente, a la Ing. Patricia Haro quien fue mi tutora y consejera semestre tras semestre.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	XVI
RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XIX
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general.....	1
1.2 Objetivos específicos	1
1.3 Alcance	2
1.4 MARCO TEÓRICO.....	3
1.4.1 Sismología Ecuador.....	3
1.4.1.1 Causa de la sismicidad en Ecuador y los sismos más importantes....	3
1.4.1.2 Antecedentes de la construcción sismorresistente en Ecuador.....	3
1.4.1.3 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)	4
1.4.2 Sismología Colombia.....	10
1.4.2.1 Causa de la sismicidad en Colombia y los sismos más importantes	10
1.4.2.2 Antecedentes de la construcción sismorresistente en Colombia	10
1.4.3 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)	
12	
2 METODOLOGÍA.....	20

2.1	Descripción del edificio en estudio	20
2.2	Caracterización sísmica de la zona de estudio	23
2.2.1	Caracterización sísmica de la zona de estudio en Ecuador	24
2.2.2	Caracterización sísmica de la zona de estudio en Colombia.....	30
2.3	Materiales de construcción.....	39
2.4	Cargas de diseño	40
2.4.1	Determinación de cargas vivas.....	40
2.4.1.1	Cargas vivas de Ecuador (NEC-15).....	40
2.4.1.2	Cargas vivas de Colombia (NSR-10).....	42
2.4.2	Determinación de cargas muertas	43
2.4.2.1	Carga muerta de Ecuador	43
2.5	Prediseños	49
2.5.1	Prediseños bajo la NEC-15	49
2.5.1.1	Prediseño Losa Ecuador	49
2.5.1.2	Prediseño Viga Ecuador	53
2.5.1.3	Prediseño Columna Ecuador	57
2.5.2	Prediseños bajo la NSR-10	59
2.5.2.1	Prediseño Losa Colombia.....	59
2.5.2.2	Prediseño Viga Colombia	60
2.5.2.3	Prediseño Columna Colombia	60
2.6	Modelamiento estructural NEC-15	62
2.6.1	Definición de materiales Ecuador	62
2.6.2	Definición secciones Ecuador.....	63
2.6.3	Definición de espectro de diseño Ecuador	65
2.6.4	Definición de cargas Ecuador	66
2.6.5	Revisiones del modelo Ecuador	72
2.6.6	Control de derivas Ecuador	76

2.7	Modelamiento estructural NSR-10	78
2.7.1	Definición de materiales	78
2.7.2	Definición secciones Colombia.....	79
2.7.3	Definición de espectro de diseño Colombia.....	81
2.7.4	Definición de cargas Colombia	83
2.7.5	Revisiones del modelo Colombia.....	88
2.7.6	Control de derivas Colombia.....	91
2.8	Diseño de elementos estructurales	93
2.8.1	Diseño de vigas	93
2.8.1.1	Diseño a flexión	93
2.8.1.2	Diseño a corte.....	95
2.8.1.3	Ejemplo diseño de viga.....	97
2.8.2	Diseño de losa.....	101
2.8.3	Diseño de columna	105
2.8.3.1	Ejemplo diseño columna.....	108
2.9	Detallamiento planos estructurales	113
2.9.1	Longitud ganchos estándar de barras a tracción	113
2.9.2	Ganchos para estribos de confinamiento	114
2.9.3	Longitudes de desarrollo	114
2.9.4	Traslapes.....	117
2.10	Análisis de precios unitarios y presupuesto	118
2.10.1	APUS y presupuesto Ecuador	119
2.10.2	APUS y presupuesto Colombia	119
3	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	120
3.1	Resultados	120
3.1.1	Comparación espectros de diseño	120
3.1.2	Comparaciones de diseño y modelamiento.....	121

3.1.2.1	Módulos de elasticidad	121
3.1.2.2	Inercias agrietadas	122
3.1.2.3	Cargas	122
3.1.2.4	Derivas	124
3.1.2.5	Elementos estructurales	124
3.1.2.6	Peso edificación y cortante basal	125
3.1.2.7	Períodos y comportamiento modal	125
3.1.3	Comparación cantidades de obra	126
3.1.4	Comparación de precios unitarios y presupuestos	128
3.2	Conclusiones.....	130
3.3	Recomendaciones.....	131
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
5	ANEXOS.....	134
5.1	ANEXO I. Planos estructurales edificación Ecuador	134
5.2	ANEXO II. Planos estructurales edificación Colombia	135
5.3	ANEXO III. Análisis de precios unitarios Ecuador	136
5.4	ANEXO IV. Análisis de precios unitarios Colombia.....	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Sismos de mayor importancia en Ecuador (Instituto Geofísico Ecuador, 2019).	3
Tabla 1.2. Sismos de mayor importancia en Colombia (IDIGER, 2016).....	10
Tabla 2.1. Factores sísmicos NEC-15	24
Tabla 2.2. Valores del espectro de diseño elástico de aceleraciones para edificación en Ecuador	25
Tabla 2.3. Valores del espectro de diseño inelástico de aceleraciones para edificación en Ecuador	28
Tabla 2.4. Factores sísmicos NSR-10.	30
Tabla 2.5. Espectro de diseño elástico de aceleraciones para edificación en Colombia ..	32
Tabla 2.6. Espectro de diseño inelástico/reducido de aceleraciones para edificación en Colombia	37
Tabla 2.7. Cargas vivas de la edificación ubicada en Ecuador	42
Tabla 2.8. Cargas vivas de la edificación ubicada en Colombia	43
Tabla 2.9. Peso pared de 20 cm de espesor Ecuador	44
Tabla 2.10. Peso pared de 15 cm de espesor Ecuador	45
Tabla 2.11. Peso baldosa Ecuador.....	46
Tabla 2.12. Carga muerta total Ecuador	46
Tabla 2.13. Peso pared de 20 cm de espesor Colombia	48
Tabla 2.14. Peso pared de 15 cm de espesor Colombia	48
Tabla 2.15. Peso baldosa Colombia	49
Tabla 2.16. Carga muerta total Colombia	49
Tabla 2.17. Datos de diseño losa	50
Tabla 2.18. Datos losa alivianada Ecuador.....	51
Tabla 2.19. Inercias losa alivianada.....	52
Tabla 2.20. Materiales columna.....	57
Tabla 2.21. Prediseño columna Ecuador	58
Tabla 2.22. Columna prediseñada Ecuador.....	59
Tabla 2.23. Datos losa alivianada Colombia.....	59
Tabla 2.24. Revisión capacidad viga Colombia	60
Tabla 2.25. Secciones de columnas y vigas definidas en ETABS para Ecuador	64
Tabla 2.26. Coeficiente de cortante basal Ecuador	69
Tabla 2.27. Definición combinaciones de cargas Ecuador.....	72

Tabla 2.28. Cálculo período de vibración Ecuador	75
Tabla 2.29. Control de derivas Ecuador	78
Tabla 2.30. Secciones de columnas y vigas definidas en ETABS para Colombia.....	80
Tabla 2.31. Definición combinaciones de cargas Colombia	88
Tabla 2.32. Cálculo período de vibración Colombia.....	91
Tabla 2.33. Control de derivas Colombia.....	93
Tabla 2.34. Valores de las curvas última, nominal y probable	109
Tabla 2.35. Valores de puntos de diseño.....	109
Tabla 2.36. Ganchos estándar de barras a tracción utilizados en planos de Ecuador y Colombia	113
Tabla 2.37. Ganchos sísmicos utilizados en los planos de Ecuador y Colombia	114
Tabla 2.38. Longitudes de desarrollo utilizadas en los planos de Ecuador y Colombia..	117
Tabla 2.39. Longitud traslape utilizadas en planos estructurales de Ecuador y Colombia	118
Tabla 2.40. Lista de rubros	118
Tabla 2.41. Presupuesto estructural referencial Ecuador	119
Tabla 2.42. Presupuesto estructural referencial Colombia.....	120
Tabla 3.1. Comparativa módulos de elasticidad del hormigón	122
Tabla 3.2. Comparativa de inercias agrietadas.....	122
Tabla 3.3. Comparativa derivas	124
Tabla 3.4. Comparativa elementos estructurales.....	125
Tabla 3.5. Comparativa peso total y cortante basal	125
Tabla 3.6. Comparativa periodo fundamental	126
Tabla 3.7. Comparativa modos de vibración.....	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (NEC-SE-DS, 2014).	5
Figura 1.2. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC-SE-DS, 2014).....	6
Figura 1.3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS, 2014)	6
Figura 1.4. Clasificación de los perfiles de suelo (NEC-SE-DS, 2014)	7
Figura 1.5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a (NEC-SE-DS, 2014)	8
Figura 1.6. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d (NEC-SE-DS, 2014)	9
Figura 1.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s (NEC-SE-DS, 2014).....	9
Figura 1.8. Mapa de zonificación sísmica de Colombia (AIS, 2010).	13
Figura 1.9. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (AIS, 2010)	14
Figura 1.10. Mapa de A_a (aceleración pico efectiva horizontal de diseño para períodos de vibración cortos expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$) (AIS, 2010)	15
Figura 1.11. Mapa de A_v (aceleración pico efectiva horizontal de diseño para períodos de vibración intermedios expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$) (AIS, 2010)	16
Figura 1.12. Clasificación de los perfiles de suelo (AIS, 2010)	17
Figura 1.13. Valores del coeficiente F_a , para la zona de períodos cortos del espectro (AIS, 2010)	17
Figura 1.14. Valores del coeficiente F_v , para la zona de períodos intermedios del espectro (AIS, 2010).....	18
Figura 1.15. Valores del coeficiente de importancia (AIS, 2010)	18
Figura 2.1. Fachada norte del edificio en estudio	20
Figura 2.2. Fachada oeste del edificio en estudio	21
Figura 2.3. Vista planta tipo del edificio en estudio.....	21
Figura 2.4. Vista planta baja del edificio en estudio.....	22
Figura 2.5. Mapa sísmico de la zona de estudio	23
Figura 2.6. Espectro de diseño elástico de aceleración Esmeraldas NEC15(en fracción de la gravedad).....	27

Figura 2.7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles (NEC-SE-DS, 2014).....	28
Figura 2.8. Espectro de diseño inelástico de aceleración Esmeraldas NEC15(en fracción de la gravedad).....	30
Figura 2.9. Espectro de diseño elástico de aceleración Nariño NSR-10(en fracción de la gravedad)	33
Figura 2.10. Coeficiente de disipación de energía básico (AIS, 2010).....	34
Figura 2.11. Coeficiente de irregularidad en alzado (AIS, 2010)	35
Figura 2.12. Coeficiente de irregularidad en planta (AIS, 2010)	36
Figura 2.13. Espectro de diseño inelástico de aceleración Nariño NSR-10(en fracción de la gravedad).....	39
Figura 2.14. Cargas vivas (NEC-SE-DS, 2014).....	41
Figura 2.15. Cargas vivas Ecuador (NEC-SE-DS, 2014).....	41
Figura 2.16. Cargas vivas Colombia (AIS, 2010).....	42
Figura 2.17. Carga muerta baldosas (NEC-SE-DS, 2014)	45
Figura 2.18. Cargas muertas mínimas para elementos no estructurales (AIS, 2010)	47
Figura 2.19. Cargas muertas mínimas para elementos no estructurales-pisos (AIS, 2010)	47
Figura 2.20. Espesores mínimos de losa maciza (ACI 318, 2019)	50
Figura 2.21. Corte losa.....	52
Figura 2.22. Altura mínima de vigas (ACI 318, 2019).....	53
Figura 2.23. Viga más cargada Ecuador	54
Figura 2.24. Cálculo de rectángulos equivalentes de carga	55
Figura 2.25. Momentos aproximados para vigas (ACI 318, 2019).....	55
Figura 2.26. Momentos aproximados viga eje 3 Ecuador	56
Figura 2.27. Área colaborante columna de diseño Ecuador	57
Figura 2.28. Corte losa.....	60
Figura 2.29. Área colaborante columna de diseño Colombia	61
Figura 2.30. Prediseño Columna Colombia.....	61
Figura 2.31. Definición hormigón Ecuador	62
Figura 2.32. Definición acero de refuerzo Ecuador	63
Figura 2.33. Definición losa alivianada Ecuador.....	64
Figura 2.34. Modelo 3D de Ecuador ETABS	65
Figura 2.35. Definición espectro inelástico de aceleraciones Ecuador en ETABS.....	66
Figura 2.36. Factor K (NEC-SE-DS, 2014).....	67
Figura 2.37. Cortante basal de diseño (NEC-SE-DS, 2014).....	67
Figura 2.38. Coeficiente de importancia (NEC-SE-DS, 2014)	68

Figura 2.39. Configuraciones ideales en planta y elevación (NEC-SE-DS, 2014)	68
Figura 2.40. Definición patrones de carga Ecuador.....	69
Figura 2.41. Definición sismo estático en X Ecuador.....	70
Figura 2.42. Definición sismo estático en Y Ecuador.....	70
Figura 2.43. Definición sismo dinámico en X Ecuador.....	71
Figura 2.44. Definición sismo dinámico en Y Ecuador.....	71
Figura 2.45. Verificación carga muerta Ecuador.....	72
Figura 2.46. Definición sismo dinámico modificado en X Ecuador.....	73
Figura 2.47. Definición sismo dinámico modificado en Y Ecuador.....	73
Figura 2.48. Cortante basal por sismo estático Ecuador	74
Figura 2.49. Cortante basal por sismo dinámico Ecuador	74
Figura 2.50. Método 1 para el cálculo del período de vibración (NEC-SE-DS, 2014)	75
Figura 2.51. Período de vibración de Ecuador ETABS.....	75
Figura 2.52. Revisión modal Ecuador	76
Figura 2.53. Deriva por sismo dinámico Ecuador Eje x	77
Figura 2.54. Deriva por sismo dinámico Ecuador Eje y	77
Figura 2.55. Definición hormigón Colombia.....	78
Figura 2.56. Definición acero de refuerzo Colombia.....	79
Figura 2.57. Definición losa alivianada Colombia	80
Figura 2.58. Modelo 3D de Colombia ETABS	81
Figura 2.59. Definición espectro inelástico o reducido de aceleraciones Colombia en ETABS.....	82
Figura 2.60. Definición espectro elástico de aceleraciones Colombia en ETABS.....	83
Figura 2.61. Metodología para el cálculo de fuerzas sísmicas (AIS, 2010).....	84
Figura 2.62. Definición patrones de carga Colombia	84
Figura 2.63. Definición sismo estático en X Colombia.....	85
Figura 2.64. Definición sismo estático en Y Colombia.....	85
Figura 2.65. Definición sismo dinámico reducido en X Colombia	86
Figura 2.66. Definición sismo dinámico reducido en Y Colombia	86
Figura 2.67. Definición sismo dinámico sin reducir para derivas en X Colombia	87
Figura 2.68. Definición sismo dinámico sin reducir para derivas en Y Colombia	87
Figura 2.69. Verificación carga muerta Colombia.....	88
Figura 2.70. Cortante basal por sismo estático Colombia	89
Figura 2.71. Cortante basal por sismo dinámico Colombia.....	89
Figura 2.72. Definición sismo dinámico modificado en X Colombia.....	89
Figura 2.73. Definición sismo dinámico modificado en X Colombia.....	90

Figura 2.74. Método aproximado para el cálculo del período de vibración (AIS, 2010) ...	90
Figura 2.75. Período de vibración de Colombia ETABS	91
Figura 2.76. Revisión modal Colombia.....	91
Figura 2.77. Deriva por sismo dinámico sin reducir Colombia Eje x	92
Figura 2.78. Deriva por sismo dinámico Colombia Eje y	92
Figura 2.79. Requisitos acero longitudinal (Institute, 2021)	94
Figura 2.80. Momentos para diseño a flexión.....	97
Figura 2.81. Diseño a flexión.....	98
Figura 2.82. Diseño a flexión.....	99
Figura 2.83. Diseño a corte	100
Figura 2.84. Diseño a corte	101
Figura 2.85. Definición de nervio.....	102
Figura 2.86. Sección de loseta despreciable	103
Figura 2.87. Vista en planta nervios	103
Figura 2.88. Ejemplo acero de un nervio ETABS	104
Figura 2.89. Aceros nervios	104
Figura 2.90. Corte de 1 metro de losa.....	105
Figura 2.91. Definición de columna en el diseñador de secciones	108
Figura 2.92. Diagrama de interacción ETABS.....	108
Figura 2.93. Diagrama de interacción columna 55x55.....	110
Figura 2.94. Datos columna	110
Figura 2.95. Diseño de columna por corte.....	111
Figura 2.96. Diseño de columna por confinamiento	112
Figura 2.97. Resumen de refuerzo transversal.....	112
Figura 2.98. Ganchos estándar de barras a tracción (ACI 318, 2019).....	113
Figura 2.99. Ganchos estándar para estribos de confinamiento (ACI 318, 2019).....	114
Figura 2.100. Longitud de desarrollo de barras a tracción (ACI 318, 2019).....	115
Figura 2.101. Coeficientes para el cálculo de longitud de desarrollo de barras a tracción (ACI 318, 2019)	115
Figura 2.102. Coeficientes para el cálculo de longitud de desarrollo de barras a compresión (ACI 318, 2019)	116
Figura 2.103. Coeficientes para el cálculo de la longitud de desarrollo para ganchos de barras a tracción (ACI 318, 2019)	117
Figura 2.104. Longitud traslape de barras a tracción (ACI 318, 2019).....	118
Figura 3.1. Comparativa espectros elásticos de aceleración.....	120
Figura 3.2. Comparativa espectros inelásticos de aceleración	121

Figura 3.3. Comparativa carga muerta.....	123
Figura 3.4. Descomposición carga muerta	123
Figura 3.5. Comparativa carga viva.....	124
Figura 3.6. Comparativa volumen de hormigón.....	127
Figura 3.7. Comparativa acero de refuerzo	127
Figura 3.8. Comparativa precios unitarios	128
Figura 3.9. Comparativa salarios.....	129
Figura 3.10. Comparativa costo de materiales	129
Figura 3.11. Comparativa presupuestos.....	130

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1. Límite de período de vibración en el espectro elástico (NEC-SE-DS, 2014)	9
Ecuación 1.2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (NEC-SE-DS, 2014)	10
Ecuación 1.3. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (NEC-SE-DS, 2014)	10
Ecuación 1.4. Período de vibración para períodos cortos (AIS, 2010)	18
Ecuación 1.5. Espectro de aceleraciones de 0 a T_c (AIS, 2010)	18
Ecuación 1.6. Período de vibración para períodos largos (AIS, 2010)	18
Ecuación 1.7. Espectro de aceleraciones de T_c a T_L (AIS, 2010)	18
Ecuación 1.8. Espectro de aceleraciones para superior a T_L (AIS, 2010)	19
Ecuación 2.1. Coeficiente de disipación de energía (AIS, 2010)	34
Ecuación 2.2. Módulo de elasticidad en kg/cm^2 (Cabrera, 2014)	39
Ecuación 2.3. Módulo de elasticidad en MPa (AIS, 2010)	40
Ecuación 2.4. Espesor de losa (ACI 318, 2019)	51
Ecuación 2.5. Inercia losa maciza	51
Ecuación 2.6. Inercia losa alivianada	52
Ecuación 2.7. Carga triangular a rectangular	54
Ecuación 2.8. Carga trapezoidal a rectangular	54
Ecuación 2.9. Acero máximo viga (Correa, 2020)	56
Ecuación 2.10. Momento de diseño (Correa, 2020)	56
Ecuación 2.11 Área geométrica para columnas por encima de los subsuelos (Sosa, 2023)	58
Ecuación 2.12. Coeficiente de cortante basal	69
Ecuación 2.13. Acero mínimo vigas (ACI 318, 2019)	93
Ecuación 2.14. Acero mínimo simplificado vigas (ACI 318, 2019)	93
Ecuación 2.15. Acero máximo viga (Correa, 2020)	94
Ecuación 2.16. Acero longitudinal (Correa, 2020)	94
Ecuación 2.17. Cortante requerido (ACI 318, 2019)	95
Ecuación 2.18. Momento probable (ACI 318, 2019)	95
Ecuación 2.19. Cortante hiperestático (ACI 318, 2019)	95
Ecuación 2.20. Resistencia a cortante del hormigón (ACI 318, 2019)	95
Ecuación 2.21. Resistencia nominal a corte (ACI 318, 2019)	95
Ecuación 2.22. Resistencia requerida (ACI 318, 2019)	96
Ecuación 2.23. Resistencia a corte del acero (ACI 318, 2019)	96

Ecuación 2.24. Revisiones de resistencia a corte del acero (ACI 318, 2019).....	96
Ecuación 2.25. Acero de refuerzo transversal (ACI 318, 2019).....	96
Ecuación 2.26. Espaciamiento máximo para la zona de confinamiento (ACI 318, 2019)	96
Ecuación 2.27. Espaciamiento máximo para la zona central (ACI 318, 2019)	96
Ecuación 2.28. Zona de confinamiento de una viga (Institute, 2021)	97
Ecuación 2.29. Acero de temperatura (ACI 318, 2019).....	105
Ecuación 2.30. Cortante requerido por capacidad (Sosa, 2023)	106
Ecuación 2.31. Resistencia a cortante del hormigón (ACI 318, 2019).....	106
Ecuación 2.32. Resistencia a corte del acero (ACI 318, 2019)	106
Ecuación 2.33. Longitud mínima de la zona de confinamiento (ACI 318, 2019).....	106
Ecuación 2.34. Espaciamiento máximo para la zona de confinamiento (ACI 318, 2019)	106
Ecuación 2.35. Espaciamiento máximo para la zona central (ACI 318, 2019)	106
Ecuación 2.36. Acero de refuerzo transversal por corte (ACI 318, 2019).....	107
Ecuación 2.37. Acero de refuerzo transversal por confinamiento 1 (ACI 318, 2019).....	107
Ecuación 2.38. Acero de refuerzo transversal por confinamiento 2 (ACI 318, 2019).....	107
Ecuación 2.39. Acero de refuerzo transversal por confinamiento 3 (ACI 318, 2019).....	107

RESUMEN

En esta investigación se propone llevar a cabo una comparación técnica y económica entre dos edificaciones hipotéticas situadas en la frontera entre Esmeraldas-Ecuador, y Nariño-Colombia, regidas por las normativas de construcción NEC-15 y NSR-10, respectivamente. Se analizarán diversos aspectos del diseño sismorresistente, incluyendo la caracterización sísmica de las zonas, materiales de construcción, prediseños, cargas de diseño, modelamiento computacional, derivas de piso, diseño de elementos estructurales, detalle de planos estructurales y cantidades de obra.

La investigación implica una evaluación detallada de cada normativa, comparando requisitos y especificaciones técnicas relevantes para las edificaciones, así como su comportamiento estructural, resistencia y capacidad de respuesta ante eventos sísmicos. Además, se realizará un análisis de los costos totales de construcción, considerando precios de materiales, mano de obra y otros recursos en ambos países, con el fin de determinar cuál normativa resulta más eficiente desde el punto de vista económico.

El estudio busca proporcionar una perspectiva clara sobre las consideraciones necesarias al diseñar estructuras en zonas fronterizas, donde factores como el tipo de suelo y la actividad sísmica son similares. Se espera que los resultados ayuden a identificar áreas de mejora en las normativas de construcción y a determinar qué normativa resulta en una inversión más eficiente.

PALABRAS CLAVES: comparación Ecuador-Colombia, comparación fronteriza, NEC-15, NSR-10, Esmeraldas-Nariño, edificación sismorresistente.

ABSTRACT

This research proposes to carry out a technical and economic comparison between two hypothetical buildings located on the border between Esmeraldas, Ecuador, and Nariño, Colombia, governed by the construction standards NEC-15 and NSR-10, respectively. Various aspects of seismic-resistant design will be analyzed, including seismic characterization of the zones, construction materials, pre-designs, design loads, computational modeling, floor drifts, design of structural elements, detailing of structural drawings and quantities of work.

The research involves a detailed evaluation of each standard, comparing requirements and technical specifications relevant to the buildings, as well as their structural behavior, resistance, and response capacity to seismic events. In addition, an analysis of total construction costs will be carried out, considering prices of materials, labor, and other resources in both countries, to determine which standard is more efficient from an economic point of view.

The study seeks to provide a clear perspective on the necessary considerations when designing structures in border areas, where factors such as soil type and seismic activity are similar. The results are expected to help identify areas for improvement in building codes and determine which code results in the most efficient investment.

KEY WORDS: Ecuador-Colombia comparison, border comparison, NEC-15, NSR-10, Esmeraldas-Nariño, seismic-resistant building.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

El presente trabajo busca realizar una comparativa técnica entre dos edificaciones similares, las cuales serían hipotéticamente construidas en la frontera entre Ecuador y Colombia, concretamente en la provincia de Esmeraldas y en el departamento de Nariño. Estas edificaciones estarán diseñadas bajo las normas de construcción vigentes en Ecuador y Colombia, específicamente la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Las zonas sísmicas a evaluar serán unas de las más críticas en ambos países, para Ecuador la zona VI y para Colombia la zona ALTA 9Aa - 8Av. Dentro de esta comparativa se buscará encontrar las falencias y fortalezas de cada normativa al momento de realizar un diseño sismorresistente, para ello se detallará los aspectos técnicos más importantes, los cuales son: caracterización sísmica de las zonas de estudio, materiales de construcción, prediseños, cargas de diseño, modelamiento computacional, derivas de piso, diseño de elementos estructurales, detalle de planos estructurales y cantidades de obra. Adicionalmente, se realizará una comparativa de costos de construcción de dos rubros esenciales como lo son el hormigón y el acero de refuerzo. Todo lo anterior es con el fin de otorgar una perspectiva clara de las consideraciones que se debe tener al momento de diseñar una estructura en zonas fronterizas, donde factores como el tipo de suelo o los sismos son prácticamente iguales.

1.1 Objetivo general

Comparación estructural y económica de dos edificaciones similares, construidas en la frontera entre Esmeraldas-Ecuador y Nariño-Colombia, bajo sus respectivas normas de construcción.

1.2 Objetivos específicos

1. Evaluar las normas de construcción NEC-15 de Ecuador y NSR-10 de Colombia en términos de requisitos y especificaciones técnicas relevantes para el diseño sismorresistente de edificaciones, incluyendo aspectos estructurales, sísmicos y de seguridad.
2. Diseñar los elementos estructurales de las dos edificaciones hipotéticas, una construida siguiendo la normativa NEC-15 y la otra siguiendo la normativa NSR-10,

para identificar las diferencias en el comportamiento estructural, la resistencia y la capacidad de respuesta a eventos sísmicos.

3. Calcular los costos totales de construcción para ambas edificaciones, considerando los precios de materiales, mano de obra y otros recursos en Ecuador y Colombia.
4. Identificar oportunidades de mejora en las normativas de construcción de Ecuador y Colombia, proponiendo posibles ajustes puedan promover la seguridad y eficiencia en la construcción en la región fronteriza.

1.3 Alcance

La finalidad de este trabajo de integración curricular es llevar a cabo una comparación detallada entre dos edificios hipotéticos que se ubicarían en la frontera entre Ecuador y Colombia. Cada edificio será diseñado y evaluado de acuerdo con las normativas de construcción del país en el que se encontraría, utilizando la NEC-15 para el edificio ecuatoriano y la NSR-10 para el edificio colombiano. Esto se llevará a cabo mediante una comparativa entre ambas normas de los siguientes ítems:

-Caracterización del Tipo de Suelo de la Región: Se recopilará información geotécnica del área en estudio para evaluar las propiedades del suelo en la ubicación de cada edificio. Esto es fundamental, ya que las características del suelo influyen en la respuesta sísmica y estructural de las edificaciones.

-Espectro de Diseño: Se desarrollará un espectro de diseño sísmico para cada ubicación, considerando las características sísmicas específicas de la región fronteriza entre Ecuador y Colombia.

-Análisis de Cumplimiento Normativo: Se compararán las regulaciones de construcción de la NEC-15 y la NSR-10 en detalle, evaluando cómo difieren en cuanto a requisitos específicos, como cargas, resistencia de materiales, deriva, entre otros. Se identificarán las áreas en las que cada normativa destaca o tiene requisitos únicos.

-Análisis de Presupuestos: Se desarrollarán presupuestos detallados para cada proyecto, considerando los costos de construcción. Esto ayudará a comprender el impacto financiero de las 2 normas en diseño y construcción.

1.4 MARCO TEÓRICO

1.4.1 Sismología Ecuador

1.4.1.1 Causa de la sismicidad en Ecuador y los sismos más importantes

Ecuador se encuentra en el límite de dos placas de tipo convergente, es decir, la placa de Nazca se desliza bajo la placa Sudamericana, este fenómeno es denominado como subducción. Las placas inicialmente se encuentran estáticas, hasta el instante donde la resistencia de los materiales de la corteza es superada y es ahí donde se generan los sismos en el país (Instituto Geofísico Ecuador, 2019).

Ecuador está catalogado como un país altamente sísmico, lo que implica que a diario se registran sismos de baja intensidad, pero también hay una gran posibilidad de que se experimente sismos de gran magnitud. Los sismos más recordados en el país por su intensidad y la destrucción que dejaron a su paso son (Instituto Geofísico Ecuador, 2019).

Tabla 1.1. Sismos de mayor importancia en Ecuador (*Instituto Geofísico Ecuador, 2019*).

Área epicentral	Fecha del sismo	Magnitud
Esmeraldas-Esmeraldas	31 de enero de 1906	8.8 Mw
Riobamba-Chimborazo	4 de febrero de 1797	8.3 Mw
Guayaquil-Guayas	13 de mayo de 1842	7.8Mw
Esmeraldas-Esmeraldas	12 de diciembre de 1979	8.1Mw
Pedernales-Manabí	16 de abril de 2016	7.8 Mw

1.4.1.2 Antecedentes de la construcción sismorresistente en Ecuador

Desde el terremoto de 1541 en Napo, Ecuador ha mantenido un registro de la intensidad sísmica, revelando un promedio de un terremoto destructivo cada 12 años. Inicialmente, la respuesta a estos eventos catastróficos se centró en su estudio e investigación. En 1900, se llevó a cabo la primera gestión para adquirir dos sismógrafos horizontales. Sin embargo, fue el impacto de los fuertes temblores en Azuay, Loja y Guayas en 1913 lo que impulsó la adquisición de dos sismógrafos horizontales de mayor calidad en 1928 como reemplazo (Quinatoa, 2022).

El 5 de agosto de 1949, en Ambato, ocurrió un terremoto catastrófico con una magnitud de MW = 6.8 y un hipocentro ubicado a una profundidad de 15 km. Este sismo provocó la trágica pérdida de alrededor de 6.000 vidas humanas y dejó a 100.000 personas sin hogar, este fue un punto de inflexión significativo con relación a la construcción, al generar un contraste entre la construcción informal y la construcción moderna (Quinatoa, 2022).

Después del terremoto y la devastación en varias ciudades de Ecuador, se publicó de manera urgente el primer Código Nacional de la Construcción. Galo Plaza Lasso, presidente constitucional en ese momento, decidió constituir una Junta de Reconstrucción para elaborar el Plan Regulador de Ambato y el Plan Regional de Tungurahua. Se designó al Arq. Sixto Durán Ballen, al Ing. Leopoldo Moreno y al Urbanista Wilson Pachano como responsables del proyecto. El Código de Construcciones se elaboró en las oficinas del Plan Regulador con el apoyo del reconocido Ingeniero Estadounidense Henry J. Brunner, basándose en disposiciones internacionales de países como Estados Unidos, Chile e Italia. El resultado final fue un código basado en estudios de métodos y sistemas constructivos utilizados generalmente en la "buena práctica constructiva", aunque no siempre se aplicaban en la práctica. El nuevo Código Nacional de la Construcción, promulgado el 12 de febrero de 1951, se convirtió en una norma de uso obligatorio para todo el país en 1952 (Quinatoa, 2022).

Tras la elaboración de este primer Código Nacional de la Construcción, el cual no consideraba la acción de fuerzas horizontales, fue indispensable preparar una nueva norma de construcción para el país, la cual fue denominada como "Código Ecuatoriano de la Construcción" o en sus siglas "CEC", esta norma entró en vigor desde el año de 1977 hasta el año 2001, donde salió una nueva versión del CEC, en esta versión del 2001 ya existió capítulos específicos para el peligro sísmico (Quinatoa, 2022).

Tras los sismos suscitados en los países vecinos en la primera década del 2000 se dispuso la elaboración de una nueva norma de construcción para el país, la denominada "Norma ecuatoriana de la construcción" o en sus siglas "NEC", uno de los capítulos implementados a resaltar sería el "Capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente", esta norma aprobada en el 2014 y oficializada en el 2015, la cual fue denominada como "NEC-15" y se encuentra vigente hasta la actualidad (Quinatoa, 2022).

1.4.1.3 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

La NEC-15 busca establecer nuevas pautas de construcción en función de los avances tecnológicos con el propósito de mejorar los mecanismos de control en la ejecución de proyectos de construcción. Además, se buscó definir principios mínimos para el diseño y la instalación en el lugar de trabajo, garantizar el cumplimiento de los principios fundamentales de habitabilidad, y establecer responsabilidades, obligaciones y derechos de los participantes involucrados en los procesos de construcción.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción busca satisfacer la demanda de la sociedad en términos de mejorar la calidad y seguridad de las edificaciones. Al mismo tiempo, tiene como objetivo proteger a los ciudadanos y fomentar un desarrollo sostenible (NEC-SE-DS, 2014).

Para el análisis sísmico de una estructura, la NEC-15 tiene el capítulo 3 (Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales) para caracterizar la zona donde se prevé construir una edificación. El fin de caracterizar sísmicamente una zona es encontrar el espectro de diseño al que se verá sometido la estructura (NEC-SE-DS, 2014).

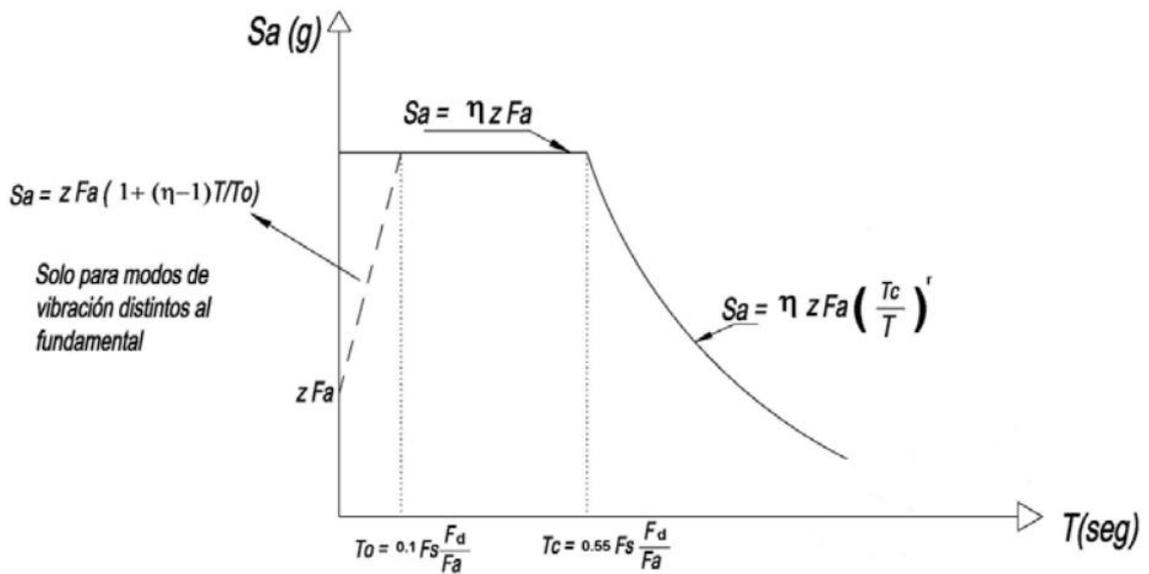


Figura 1.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (NEC-SE-DS, 2014).

Donde:

Z: es la aceleración máxima esperada en la roca para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. Se obtiene de la siguiente gráfica y su respectiva tabla. Ecuador se encuentra dividido en 6 zonas sísmicas, las cuales se catalogan desde 1 que es una zona de bajo riesgo sísmico, hasta el 6 que son zonas de alto riesgo sísmico, estas tienen asignado un factor de aceleración máxima respectivamente.

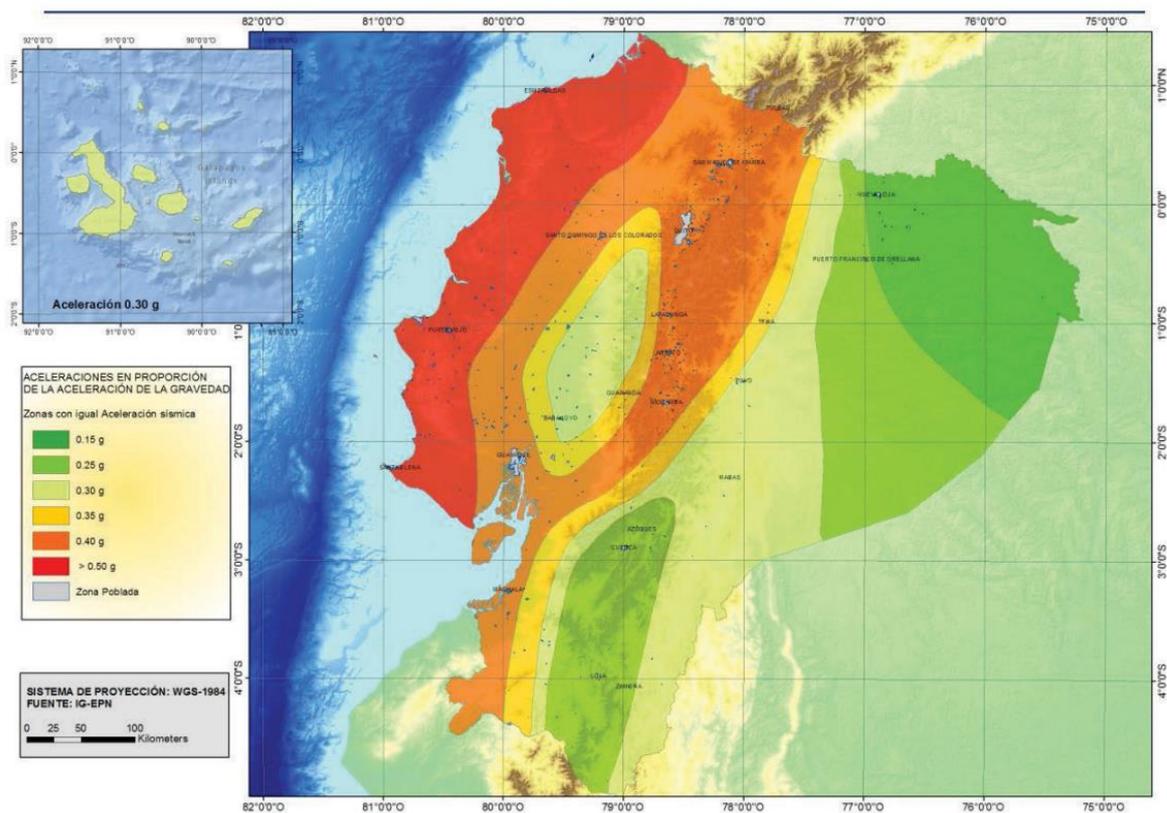


Figura 1.2. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z (NEC-SE-DS, 2014).

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

Figura 1.3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS, 2014)

η : es la proporción entre la aceleración espectral S_a (cuando $T = 0.1$ s) y el PGA para el intervalo de retorno seleccionado. Este valor puede ser: 1.8 para la costa, exceptuando Esmeraldas, 2.48 para Esmeraldas, las provincias de la sierra y las islas Galápagos, finalmente de 2.6 para provincias del Oriente (NEC-SE-DS, 2014).

Para obtener los factores de amplificación es necesario determinar el tipo de suelo donde se construirá la edificación, para ello la NEC-15 presenta la siguiente clasificación.

Tipo perfil	de Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Tipo perfil	de Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Figura 1.4. Clasificación de los perfiles de suelo (NEC-SE-DS, 2014)

Fa: es el factor que amplifica la aceleración del suelo en la región de corto período. Este coeficiente incrementa las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para el diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos locales.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Figura 1.5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (*NEC-SE-DS, 2014*)

Fd: es un coeficiente que intensifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de los desplazamientos para el diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos del lugar.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 1.6. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d (NEC-SE-DS, 2014)

F_s : es un coeficiente de amplificación del suelo que toma en consideración el comportamiento no lineal del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 1.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s (NEC-SE-DS, 2014)

T : es el período fundamental de vibración de la estructura.

T_c : es el límite de período de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 1.1. Límite de período de vibración en el espectro elástico (NEC-SE-DS, 2014)

r : es un factor utilizado en el espectro de diseño elástico y sus valores varían dependiendo de la localización geográfica del proyecto. Para todos los tipos de suelo, a excepción del tipo E, r tiene un valor de 1. En el caso del suelo tipo E, el valor de r es 1.5.

S_a : representa el espectro elástico de respuesta de aceleraciones, está expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

Ecuación 1.2. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (*NEC-SE-DS, 2014*)

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

Ecuación 1.3. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (*NEC-SE-DS, 2014*)

1.4.2 Sismología Colombia

1.4.2.1 Causa de la sismicidad en Colombia y los sismos más importantes

Colombia es el punto de convergencia de las placas tectónicas Nazca, Sudamericana y del Caribe. La sismicidad que vive Colombia se debe a la subducción ocasionada por las placas de Nazca y Sudamericana. Este efecto de subducción ha ocasionado el fenómeno denominado “Nicho sísmico de Bucaramanga”, donde se concentran la mayoría de los sismos registrados en Colombia (IDIGER, 2016).

Dentro del registro sísmico colombiano se puede identificar los sismos más importantes en el país.

Tabla 1.2. Sismos de mayor importancia en Colombia (*IDIGER, 2016*)

Área epicentral	Fecha del sismo	Magnitud
Costa Pacífica – Pacífico	31 de enero de 1906	8.8 (Mw)
Costa Pacífica – Pacífico	12 de diciembre de 1979	8.1 (Mw)
Altamira – Huila	16 de noviembre de 1827	7.1 (Mw)
Murindó – Antioquia	18 de octubre de 1992	7.1 (Mw)
Colombia – Huila	9 de febrero de 1967	7.0 (Mw)

1.4.2.2 Antecedentes de la construcción sismorresistente en Colombia

La sismología contemporánea en Colombia surge en 1940 con la llegada del padre Jesús Emilio Ramírez al finalizar sus estudios de doctorado en la Universidad de Saint Louis en Estados Unidos. Posteriormente, el padre Ramírez fundó el Instituto Geofísico de los Andes Colombianos, que se vinculó a la Universidad Javeriana. Además, colaboró en diversos eventos relacionados con la ingeniería sísmica. En ese momento, Colombia aún no contaba con una normativa para el diseño sismo resistente en su territorio (Quinatoa, 2022).

En 1974, gracias a los esfuerzos del Ingeniero Alberto Sarria, se estableció la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) en la Universidad de los Andes. En 1975, la AIS

se convirtió en una entidad externa e independiente. La AIS contribuyó de manera significativa a la ingeniería sísmica en Colombia al traducir y distribuir en español códigos internacionales de resistencia sísmica, como el SEAOC. Ese mismo año coincidió con un importante terremoto de magnitud $M_w=7.2$ en el centro del país. Estos trabajos y otros adicionales se consideraron fundamentales para el inicio del diseño sismo resistente en Colombia (Quinatoa, 2022).

A través del estudio del documento ATC-3, se comprendió que era posible adaptarlo a las condiciones nacionales, ya que la formulación del riesgo sísmico era aplicable en lugares distintos a California. Después de 1980, la AIS publicó la primera norma sísmica titulada "AIS-100-81. Requisitos Sísmicos para Edificios", aunque no fue de uso obligatorio en el país (Quinatoa, 2022).

El Ministerio de Obras Públicas y Transporte, con la asesoría de la Sociedad Colombiana de Ingenieros (Cuerpo Consultivo del Gobierno), encargó a la AIS la elaboración del aspecto técnico de la nueva normativa. Posteriormente, esta normativa fue sometida a revisión por diferentes instituciones relacionadas con el campo y se abrió a discusión pública, en la que participaron numerosos ingenieros, la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL), representantes de universidades, entre otros actores. Finalmente, el 7 de junio de 1984, mediante el Decreto N. 1400, el presidente adoptó el nuevo código denominado "Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes", el cual se convirtió en obligatorio en todo el país (AIS, 1998). Este documento se basó en la traducción del ACI-318 de 1977 (Quinatoa, 2022).

En junio de 1997, después de 13 años de implementación exitosa, se reconoció la necesidad de actualizar el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR-84) debido a cambios en los códigos base, como el AISC y el ACI 318, y a la inclusión de nuevas investigaciones y consideraciones fundamentales que no estaban adecuadamente fundamentadas en ese momento. Además, se realizaron estudios sobre los terremotos ocurridos en Colombia entre 1979 y 1984, que revelaron daños significativos en elementos no estructurales, como muros interiores y fachadas de edificios, que representaban un riesgo importante para los ocupantes. Por lo tanto, el Comité AIS-100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) propuso cambios sustanciales en la normativa, que posteriormente fueron aprobados por el Congreso a través de la Ley 400 de 1977. En 1998, se publicó el nuevo código, la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98), que reemplazó por completo al CCCSR-84 y se convirtió en requisito obligatorio para la construcción en Colombia (Quinatoa, 2022).

Colombia sufrió grandes sismos en la primera década de los 2000, lo que llevó mediante decreto ejecutivo al mejoramiento de la NSR-98, con el fin de salvaguardar las vidas y el patrimonio de los colombianos. En 2008, la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes encargó formalmente a la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) la coordinación de los estudios necesarios para actualizar la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98). Este proceso fue asignado al Comité AIS-100, que ya estaba trabajando en la norma AIS 100-09, similar a la AIS 100-97, utilizada como base para la NSR-98. Después de que el proyecto de norma NSR-10 fue aprobado por el Comité, se autorizó su discusión pública en abril de 2009, poniéndolo disponible en una página web y enviándolo a un amplio grupo de ingenieros, instituciones y universidades. El 19 de marzo de 2010, mediante el Decreto N. 926, se emitió el nuevo Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), que entró en vigor el 15 de julio de 2010 y se estableció como obligatorio en todo el país (Quinatoa, 2022).

1.4.3 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

La segunda actualización del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 ha sido un hito importante en la evolución de las normativas para la resistencia sísmica en Colombia. Estas normas se han establecido con el objetivo principal de proteger la vida humana en caso de un terremoto fuerte. Aunque la protección de la propiedad no es explícitamente un requisito en estas regulaciones, es un beneficio indirecto al implementar estas normas, ya que la salvaguarda de las vidas humanas resulta en protección de propiedades (AIS, 2010).

Es crucial notar que esta reglamentación es un documento tecnológico que debe actualizarse regularmente para incorporar los avances en técnicas de diseño y las experiencias con sismos recientes. Como ejemplo, el "International Building Code" de los Estados Unidos se actualiza cada tres años. La introducción a este reglamento describe la problemática sísmica en Colombia, el desarrollo del reglamento de diseño y construcción resistente a sismos, las actualizaciones y discute estrategias para que la industria de la construcción minimice la vulnerabilidad ante sismos (AIS, 2010).

Para realizar el análisis sísmico de una estructura, la NSR-10 presenta el siguiente mapa base de zonificación sísmica, el cual está catalogado en 3 zonas de intensidad: baja, intermedia y alta.

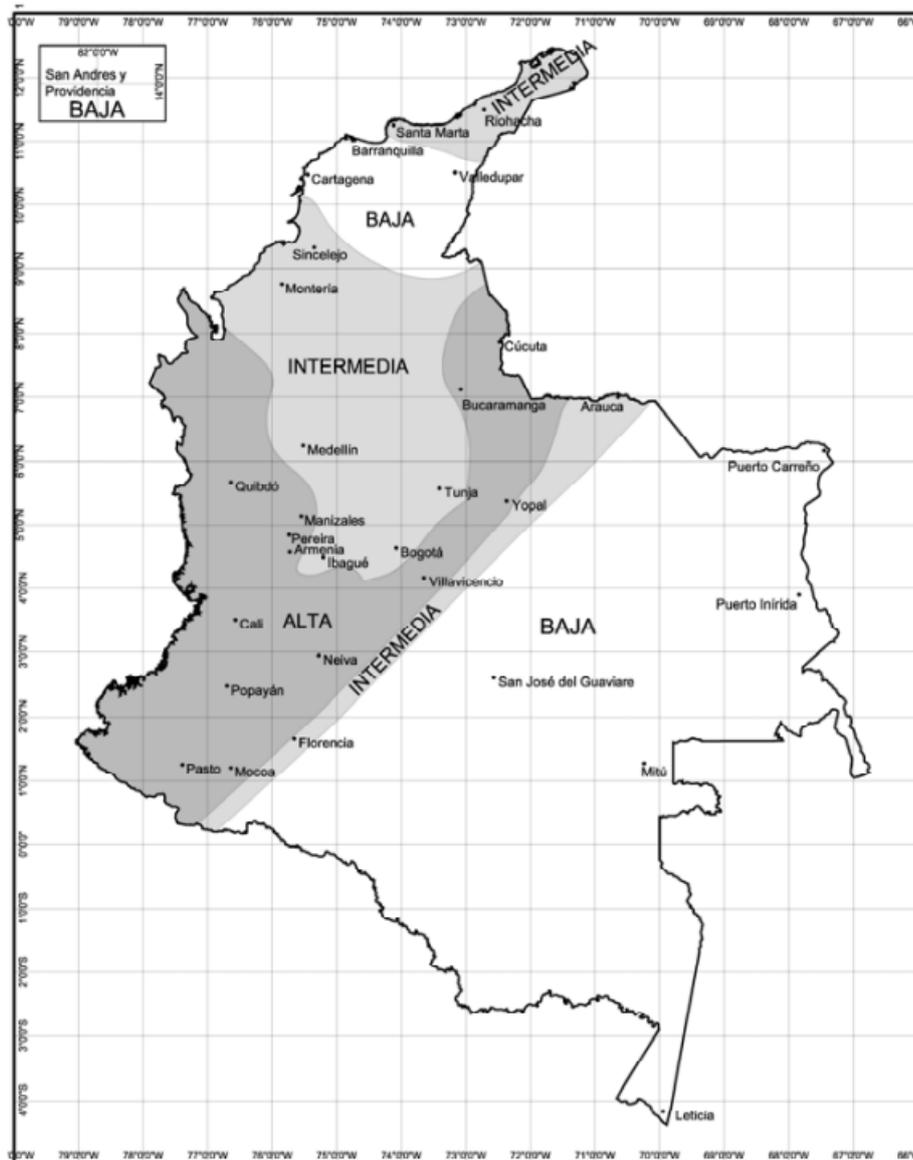


Figura 1.8. Mapa de zonificación sísmica de Colombia (AIS, 2010).

Para el analizar el comportamiento sísmico de una estructura lo primordial es encontrar el espectro de diseño de ésta, para ello la NSR-10 estipula el capítulo A.2-Zonas de Amenazas Sísmica y Movimiento Sísmicos de Diseño (AIS, 2010).

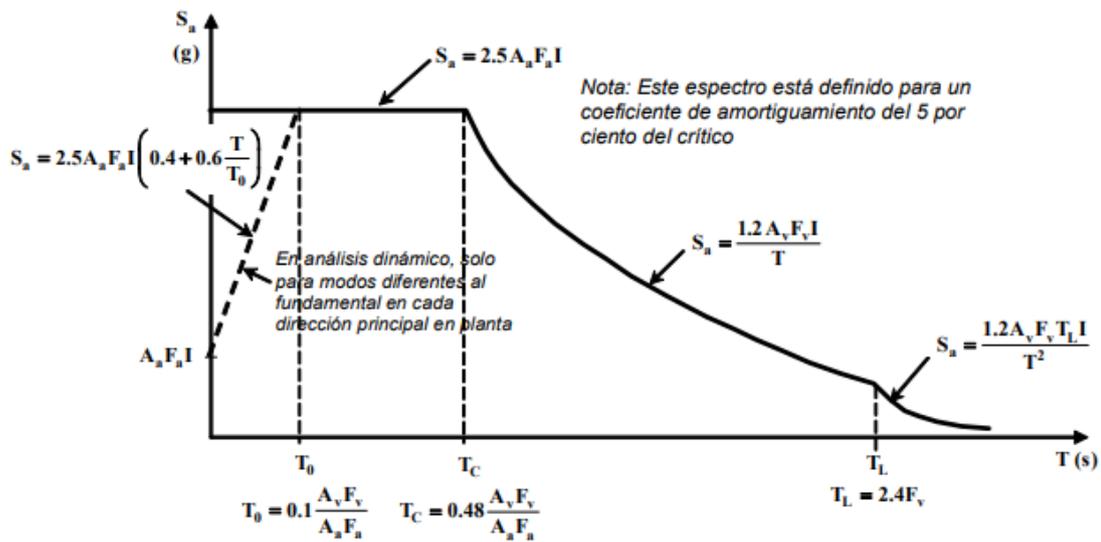


Figura 1.9. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (AIS, 2010)

Donde:

A_a : es un coeficiente que simboliza la aceleración horizontal efectiva máxima, destinada al diseño. En la obtención de este mapa se utilizó la metodología de evaluación de amenaza sísmica del programa Crisis, desarrollado por el Profesor Mario Ordaz de la Universidad Nacional Autónoma de México. Tanto Ingeominas como el Comité AIS 300 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica llevaron a cabo el trabajo de manera independiente. Posteriormente, los resultados de ambos trabajos fueron combinados por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes (AIS, 2010).

Los mapas muestran las aceleraciones sísmicas con una probabilidad de excedencia del 10% en un período de 50 años, que corresponde a la vida media útil de una edificación. Estos valores son fundamentales para definir los movimientos sísmicos de diseño requeridos por el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes – NSR-10 (AIS, 2010).

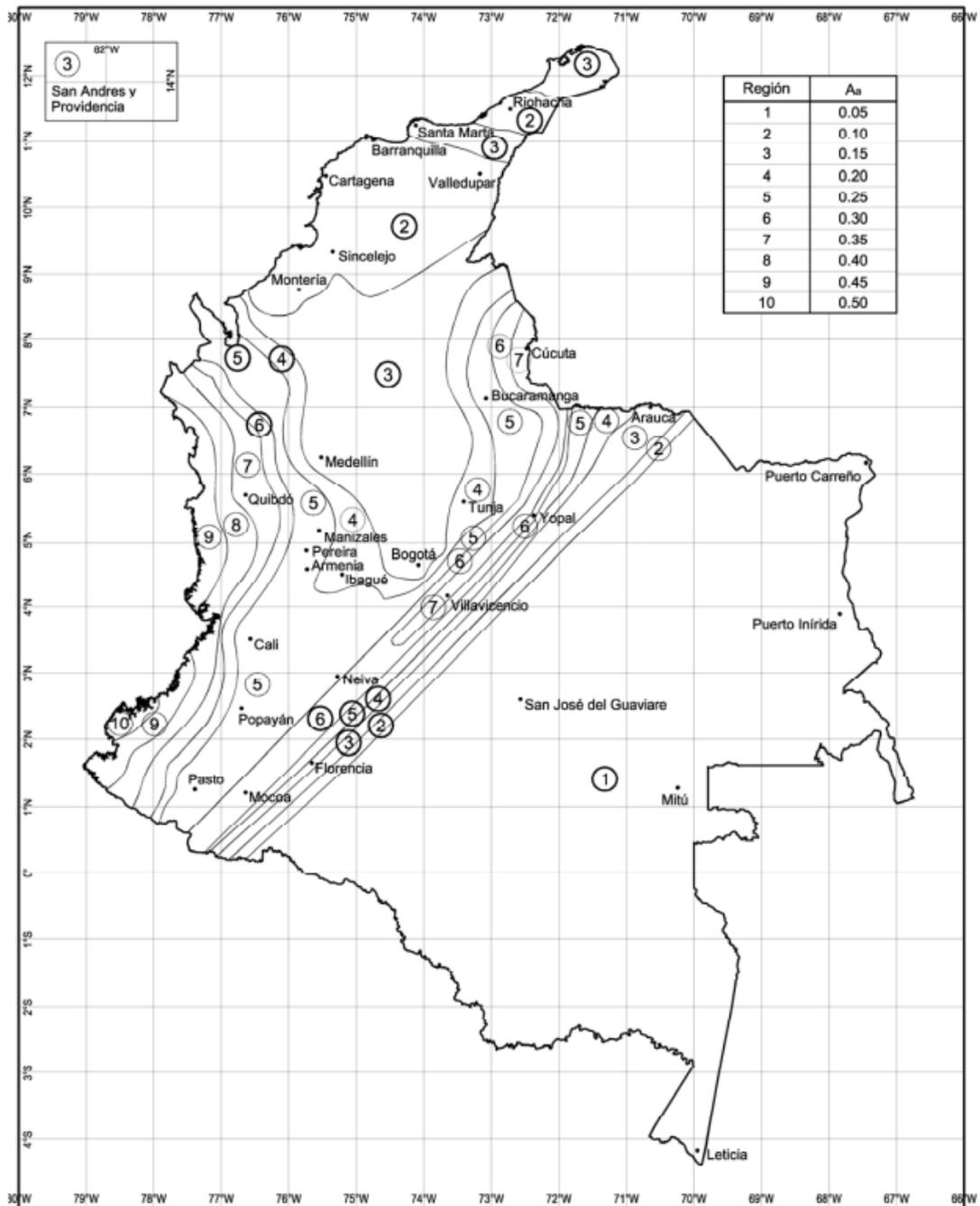


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

Figura 1.10. Mapa de A_a (aceleración pico efectiva horizontal de diseño para períodos de vibración cortos expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$)
(AIS, 2010)

A_v : es un coeficiente que simboliza la velocidad horizontal efectiva máxima, destinada al diseño.

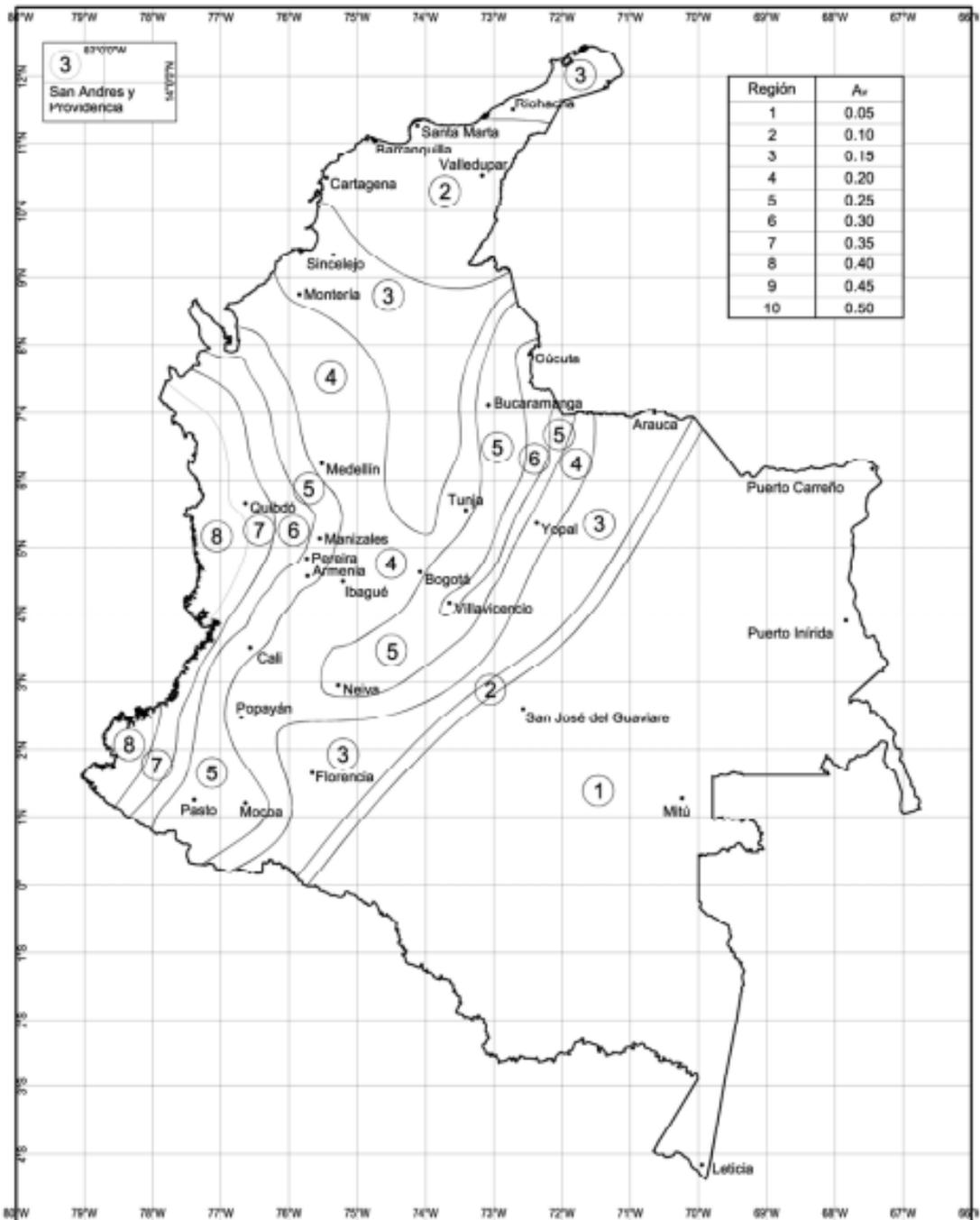


Figura 1.11. Mapa de A_v (aceleración pico efectiva horizontal de diseño para períodos de vibración intermedios expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$) (AIS, 2010)

Para encontrar los factores de amplificación es necesario determinar los tipos de suelo donde se asentará la estructura, para ello la NSR-10 propone la siguiente tabla de tipos de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Figura 1.12. Clasificación de los perfiles de suelo (AIS, 2010)

Fa: se refiere al coeficiente de amplificación que impacta la aceleración en la región de períodos breves, atribuible a los efectos del lugar, y es adimensional.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Figura 1.13. Valores del coeficiente Fa, para la zona de períodos cortos del espectro (AIS, 2010)

Fv: es un coeficiente adimensional de amplificación que influye en la aceleración en la zona de períodos intermedios, y está relacionado con los efectos locales.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Figura 1.14. Valores del coeficiente F_v , para la zona de períodos intermedios del espectro (AIS, 2010)

I : es el coeficiente de importancia, el cual depende del tipo de uso de la edificación. Donde el Grupo IV es para Edificaciones indispensables, Grupo III para Edificaciones de atención a la comunidad, Grupo II Estructuras de ocupación especial y Grupo I para Estructuras de ocupación normal (AIS, 2010).

Grupo de Uso	Coefficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Figura 1.15. Valores del coeficiente de importancia (AIS, 2010)

Una vez determinados los factores anteriores, se puede empezar a construir el espectro de aceleraciones. Para ello, la NSR-10 presenta las siguientes ecuaciones para cada período de vibración.

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$$

Ecuación 1.4. Período de vibración para períodos cortos (AIS, 2010)

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

Ecuación 1.5. Espectro de aceleraciones de 0 a T_c (AIS, 2010)

$$T_L = 2.4 F_v$$

Ecuación 1.6. Período de vibración para períodos largos (AIS, 2010)

$$S_a = 1.2 \frac{A_v F_v I}{T} \quad \text{para } T_c \leq T \leq T_L$$

Ecuación 1.7. Espectro de aceleraciones de T_c a T_L (AIS, 2010)

$$S_a = 1.2 \frac{A_v F_v T_L I}{T^2} \quad \text{para } T \geq T_L$$

Ecuación 1.8. Espectro de aceleraciones para superior a TL (A/S, 2010)

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción del edificio en estudio

El edificio de estudio que se plantea consta de un total de cinco plantas más planta baja. En la planta baja, el espacio estará destinado al uso de oficinas y gimnasio, en el resto de las plantas o planta tipo está destinado para vivienda.

El edificio está concebido para construirse en hormigón armado, lo que garantizará una estructura sólida y duradera. Esto es esencial para mantener la seguridad y la estabilidad del edificio a lo largo del tiempo. Las luces más grandes entre columnas alcanzarán los 5.5 metros. En cuanto a la distribución, el edificio contará con 5 vanos en la dirección X y otros 5 vanos en la dirección Y. La altura entre pisos de la planta baja será de 3 metros, en las plantas superiores o planta tipo, la altura entre pisos será de 2.6 metros.

A continuación, se presenta los planos arquitectónicos de las fachadas y en planta.

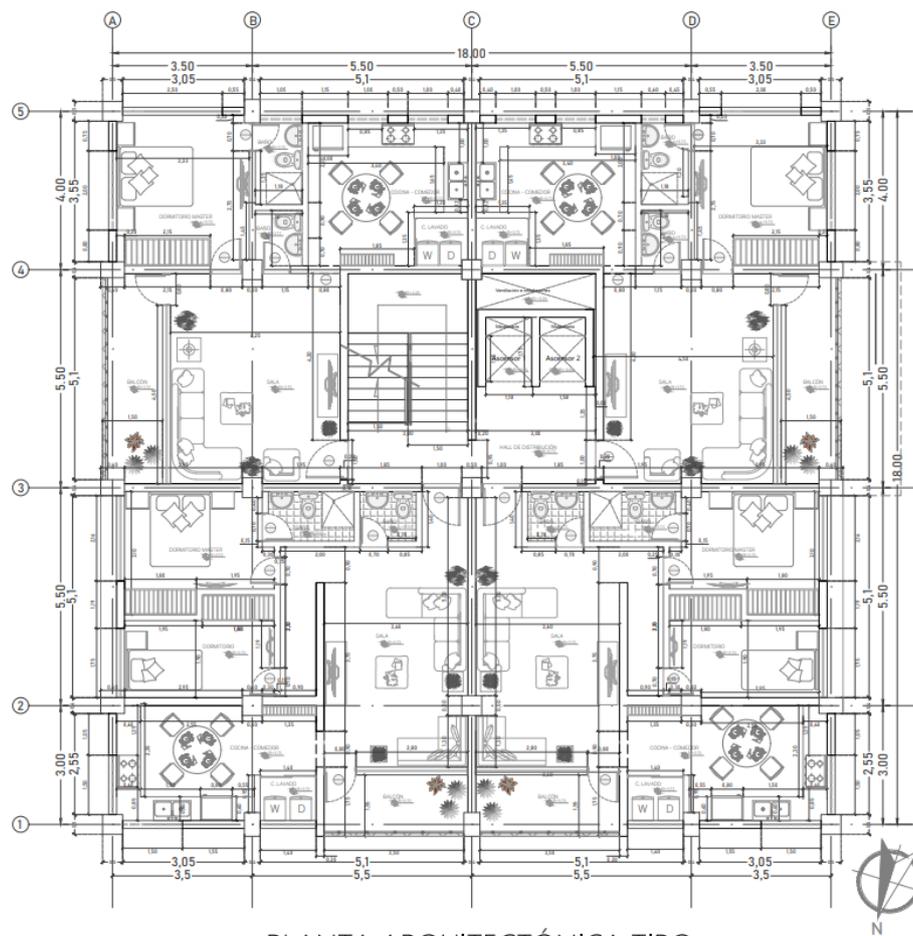


Figura 2.1. Fachada norte del edificio en estudio



FACHADA OESTE

Figura 2.2. Fachada oeste del edificio en estudio



PLANTA ARQUITECTÓNICA TIPO

Figura 2.3. Vista planta tipo del edificio en estudio

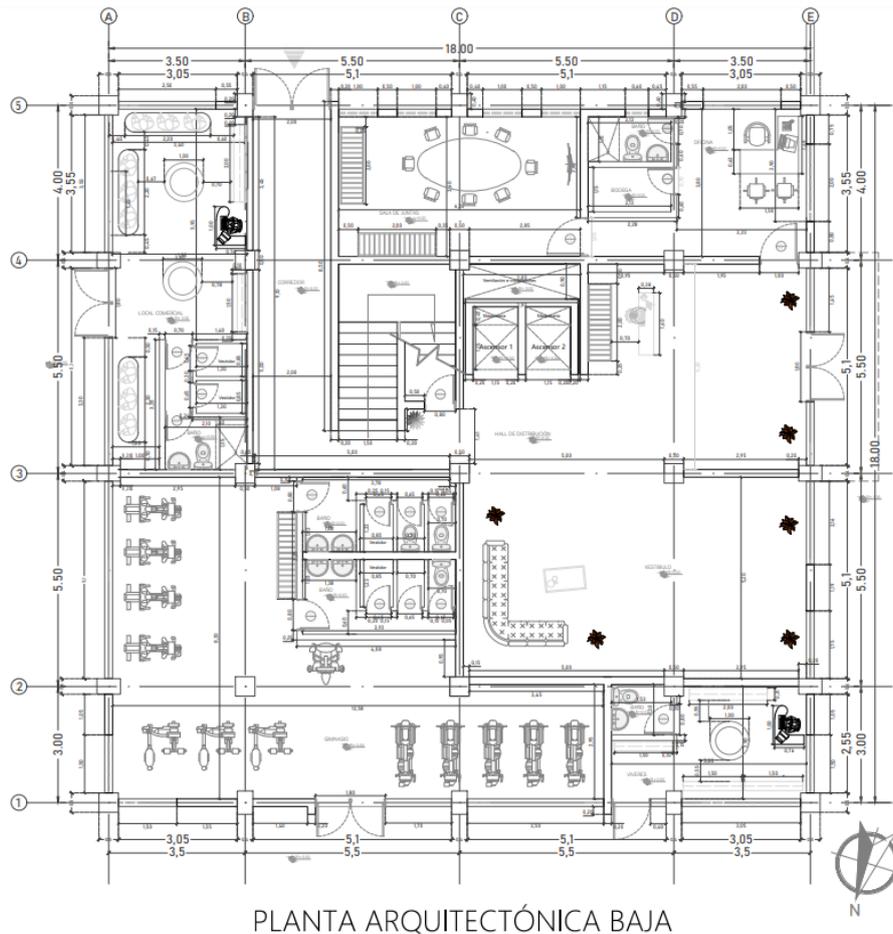


Figura 2.4. Vista planta baja del edificio en estudio

2.2 Caracterización sísmica de la zona de estudio

Las edificaciones en estudio serían hipotéticamente construidas en las cercanías de la frontera noroeste entre Ecuador y Colombia, específicamente en la zona norte de la provincia de Esmeraldas y en la zona sur del departamento de Nariño.

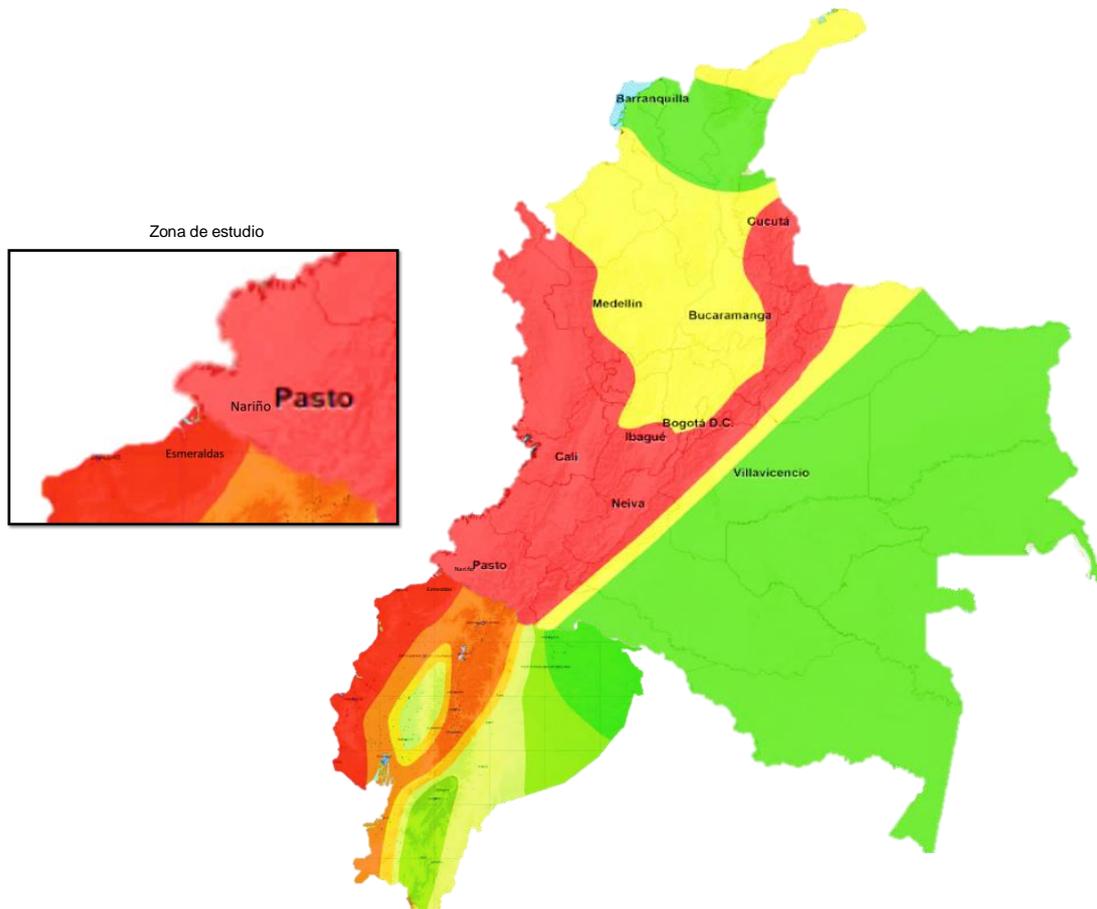


Figura 2.5. Mapa sísmico de la zona de estudio

Elaborado por: Iñaki Cisneros

En esta zona de estudio converge las zonas sísmicas más críticas de ambos países. Por lo que, en las normas de los respectivos países, NEC-15 y NSR-10, se cataloga a estas zonas con el apellido de alto peligro sísmico.

La importancia de este estudio radica en conocer las fortalezas y falencias de ambas normas, para de esta manera lograr llegar a un consenso para la construcción de

edificaciones sismorresistentes en la zona, para así precautelar las vidas humanas y los bienes de los habitantes.

2.2.1 Caracterización sísmica de la zona de estudio en Ecuador

La zona en estudio corresponde a la Provincia de Esmeraldas, en la frontera noroeste del país. Dicha zona responde a los siguientes parámetros según la NEC-SE-DS.

Zonificación sísmica y factor de zona Z: El lugar en estudio se encuentra en la zona 6 (VI) con base en la **Figura 1.2** y la **Figura 1.3**, dicha zona corresponde a la zona de mayor sismicidad del país, por lo que se adopta un factor “Z” mayor o igual a 0.5g.

El factor “η” que representa la fracción entre la aceleración espectral y el PGA, será tomado como 2.48 dado que la zona de estudio se encuentra en la provincia de Esmeraldas (NEC-SE-DS, 2014).

Coeficientes de perfil de suelo: la NEC-SE-DS estipula que se debe caracterizar el tipo de suelo donde se asentará la estructura, y esto permitirá obtener los coeficientes de perfil de suelo que son indispensables para la obtención del espectro de diseño, el suelo tomado para la zona de estudio es un suelo tipo D.

Tabla 2.1. Factores sísmicos NEC-15

Factor	Figura	Valor
Fa	Figura 1.5	1,12
Fd	Figura 1.6	1,11
Fs	Figura 1.7	1,4

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Una vez obtenidos los distintos factores que caracterizan la zona de estudio, se puede empezar a construir el espectro de diseño de aceleraciones.

Para ello primero se calculó el límite del período de vibración en el espectro elástico (T_c) haciendo uso de la **Ecuación 1.1**.

$$T_c = 0.55 * 1.4 * \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_c = 0.763 \text{ s}$$

Después se continuará con el cálculo del espectro elástico de aceleraciones (S_a), la cual se divide en 2 zonas, la primera zona constante calculada con la **Ecuación 1.2** que es válida desde 0 hasta T_c y la segunda zona decreciente calculada con la **Ecuación 1.3** que rige a partir de T_c .

$$S_a = 2.48 * 0.5 * 1.12 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 1.388 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

La **Ecuación 1.3** queda en función del período fundamental de la estructura (T), el cual fue tomado en intervalos de 0.1 s.

$$S_a = 2.48 * 0.5 * 1.12 * \left(\frac{0.763}{T}\right)^1 \quad \text{para } T \geq T_c$$

En base a las ecuaciones anteriores se puede generar el espectro de diseño elástico de aceleraciones.

Tabla 2.2. Valores del espectro de diseño elástico de aceleraciones para edificación en Ecuador

T(s)	Sa(g)
0	1,389
0,1	1,389
0,2	1,389
0,3	1,389
0,4	1,389
0,5	1,389
0,6	1,389
0,7	1,389
0,763	1,389
0,8	1,325
0,9	1,178
1	1,060
1,1	0,963
1,2	0,883
1,3	0,815
1,4	0,757
1,5	0,707
1,6	0,662

1,7	0,623
1,8	0,589
1,9	0,558
2	0,530
2,1	0,505
2,2	0,482
2,3	0,461
2,4	0,442
2,5	0,424
2,6	0,408
2,7	0,393
2,8	0,379
2,9	0,365
3	0,353
3,1	0,342
3,2	0,331
3,3	0,321
3,4	0,312
3,5	0,303
3,6	0,294
3,7	0,286
3,8	0,279
3,9	0,272
4	0,265
4,1	0,258
4,2	0,252
4,3	0,246
4,4	0,241
4,5	0,236
4,6	0,230
4,7	0,225

Elaborado por: Iñaki Cisneros

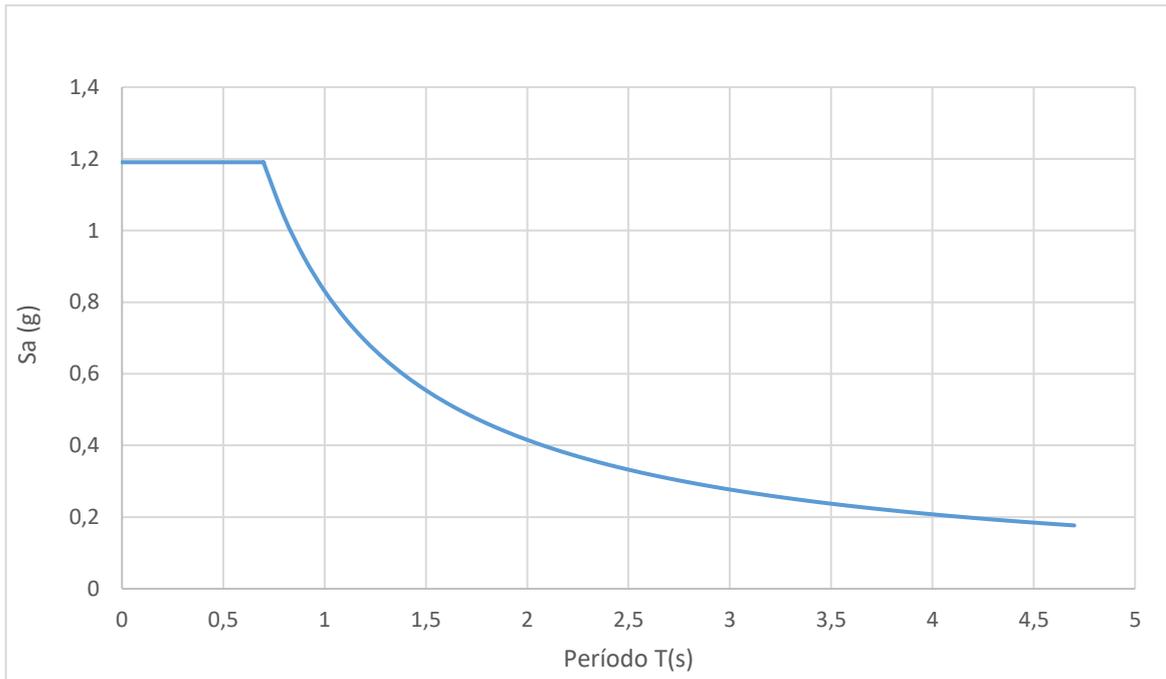


Figura 2.6. Espectro de diseño elástico de aceleración Esmeraldas NEC15(en fracción de la gravedad)

Elaborado por: Iñaki Cisneros

La NEC-15 establece un factor de reducción “R” para fuerzas sísmicas, el cual permite considerar la capacidad de disipación de energía que tiene una estructura ante la presencia de fuerzas sísmicas, de aquí nace el espectro inelástico de aceleraciones, el cual resulta de la división de cada valor de aceleración elástica entre el factor de reducción.

Para poder determinar el valor de “R” la NEC-15 proporciona la siguiente tabla que depende del tipo de sistema estructural en uso.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
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 placas.	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

Figura 2.7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles (*NEC-SE-DS, 2014*)

Dado que la edificación en estudio está compuesta por pórticos de hormigón especiales sismos resistentes y vigas descolgadas, el “R” de esta edificación puede ser tomado como 8.

Tabla 2.3. Valores del espectro de diseño inelástico de aceleraciones para edificación en Ecuador

T(s)	Sa(g)
0	0,174
0,1	0,174
0,2	0,174
0,3	0,174
0,4	0,174
0,5	0,174
0,6	0,174
0,682	0,174
0,763	0,174
0,8	0,166
0,9	0,147
1	0,132
1,1	0,120
1,2	0,110
1,3	0,102
1,4	0,095
1,5	0,088

1,6	0,083
1,7	0,078
1,8	0,074
1,9	0,070
2	0,066
2,1	0,063
2,2	0,060
2,3	0,058
2,4	0,055
2,5	0,053
2,6	0,051
2,7	0,049
2,8	0,047
2,9	0,046
3	0,044
3,1	0,043
3,2	0,041
3,3	0,040
3,4	0,039
3,5	0,038
3,6	0,037
3,7	0,036
3,8	0,035
3,9	0,034
4	0,033
4,1	0,032
4,2	0,032
4,3	0,031
4,4	0,030
4,5	0,029
4,6	0,029
4,7	0,028

Elaborado por: Iñaki Cisneros

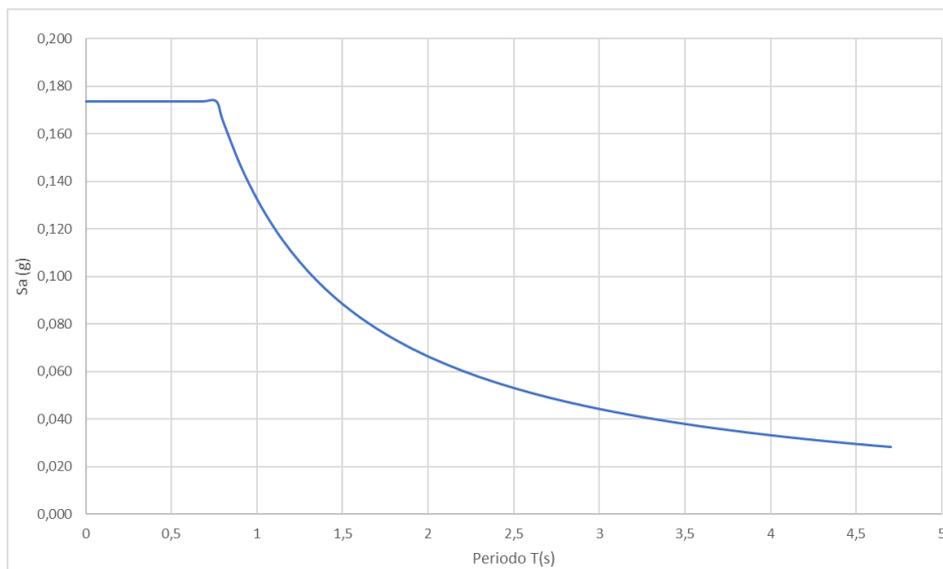


Figura 2.8. Espectro de diseño inelástico de aceleración Esmeraldas NEC15(en fracción de la gravedad)

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.2.2 Caracterización sísmica de la zona de estudio en Colombia

Para Colombia la zona de estudio corresponde al departamento de Nariño, la edificación será ubicada en la frontera suroeste, en las cercanías se encuentra el municipio de Tumaco, donde se realizó un estudio de suelos para la construcción de un pavimento para el campus de la Universidad Nacional de Colombia con sede en Tumaco (UNAL, 2014). En dicho estudio en su apartado de caracterización sísmica catalogan al suelo en base a la NSR-10 como un suelo tipo D, en la **Figura 1.12** se encuentra detallado las características de este tipo de suelo. Por la cercanía de este estudio de suelos con la frontera, se tomará los valores asociados al tipo de suelo D para la construcción del espectro de diseño elástico de aceleraciones.

Tabla 2.4. Factores sísmicos NSR-10.

Factor	Referencia	Valor
Aa	Figura 1.10	0,45
Av	Figura 1.11	0,4
Fa	Figura 1.13	1,05
Fv	Figura 1.14	1,55

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Adicionalmente, la NSR-10 estipula un factor de importancia (I) el cual depende el uso que tendrá la edificación, para el caso en estudio es un edificio en su mayoría es para vivienda,

por lo que es un edificio de uso normal que entra dentro del grupo de uso I, y con base a la **Figura 1.15** se determinó que el coeficiente de importancia será 1.

Una vez determinados todos los factores estipulados en la NSR-10 se puede empezar con la construcción del espectro de diseño de aceleraciones, para ello primero se calculará los valores asociados al período de vibración corto y largo, en base a las **Ecuación 1.4** y **Ecuación 1.6**.

Período corto:

$$T_c = 0.48 \frac{0.4 * 1.55}{0.45 * 1.05}$$

$$T_c = 0.630 \text{ s}$$

Período largo:

$$T_L = 2.4 * 1.55$$

$$T_L = 3.72 \text{ s}$$

Una vez determinados los períodos donde rige las aceleraciones, se procede a calcular dichas aceleraciones con base a las **Ecuación 1.5**, **Ecuación 1.7** y **Ecuación 1.8**.

$$S_a = 2.5 * 0.45 * 1.05 * 1 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 1.18 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

La **Ecuación 1.7** y **Ecuación 1.8** a diferencia de la **Ecuación 1.5** no son constantes, por lo que quedan en función de T, el cual será tomado con un intervalo de vibración cada 0.1 segundos.

$$S_a = 1.2 \frac{0.45 * 1.55 * 1}{T} \quad \text{para } T_c \leq T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{0.744}{T} \quad \text{para } T_c \leq T \leq T_L$$

$$S_a = 1.2 \frac{0.4 * 1.55 * 3.72 * 1}{T^2} \quad \text{para } T \geq T_L$$

$$S_a = \frac{2.767}{T^2} \quad \text{para } T \geq T_L$$

En base a estas ecuaciones se puede construir el espectro de diseño elástico de aceleraciones.

Tabla 2.5. Espectro de diseño elástico de aceleraciones para edificación en Colombia

T(s)	Sa(g)
0	1,181
0,1	1,181
0,2	1,181
0,3	1,181
0,4	1,181
0,5	1,181
0,6	1,181
0,630	1,181
0,7	1,063
0,8	0,930
0,9	0,827
1	0,744
1,1	0,676
1,2	0,620
1,3	0,572
1,4	0,531
1,5	0,496
1,6	0,465
1,7	0,438
1,8	0,413
1,9	0,392
2	0,372
2,1	0,354
2,2	0,338
2,3	0,323
2,4	0,310
2,5	0,298
2,6	0,286
2,7	0,276
2,8	0,266
2,9	0,257
3	0,248
3,1	0,240

3,2	0,233
3,3	0,225
3,4	0,219
3,5	0,213
3,6	0,207
3,7	0,201
3,72	0,200
3,8	0,192
3,9	0,182
4	0,173
4,1	0,165
4,2	0,157
4,3	0,150
4,4	0,143
4,5	0,137
4,6	0,131
4,7	0,125

Elaborado por: Iñaki Cisneros

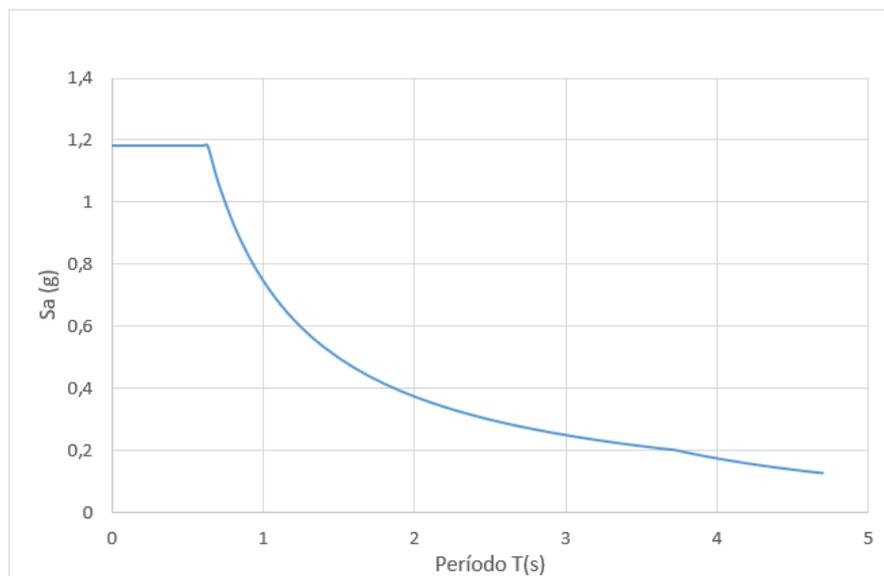


Figura 2.9. Espectro de diseño elástico de aceleración Nariño NSR-10(en fracción de la gravedad)

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Al igual que en la norma ecuatoriana, la NSR-10 establece un factor de reducción sísmica “R”, el cual es incluido en el espectro de diseño elástico para considerar la capacidad de disipación de energía de la estructura y así obtener el espectro de diseño inelástico.

El factor “R” responde a la siguiente ecuación:

$$R = \varphi_a * \varphi_p * \varphi_r * R_0$$

Ecuación 2.1. Coeficiente de disipación de energía (AIS, 2010)

Donde:

R₀: Coeficiente de disipación de energía básico.

C. SISTEMA DE PÓRICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R ₀ (Nota 2)	Valor Ω ₀ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)									
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMI)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMI)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							

Figura 2.10. Coeficiente de disipación de energía básico (AIS, 2010)

Φ_a: Coeficiente de irregularidad en alzado.

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Figura 2.11. Coeficiente de irregularidad en alzado (AIS, 2010)

Φ_p : Coeficiente de irregularidad en planta.

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Figura 2.12. Coeficiente de irregularidad en planta (AIS, 2010)

Φ_r : Coeficiente de ausencia de redundancia estructural, el cual para la mayoría de los sistemas estructurales es igual a 1, siempre y cuando los pisos que resistan más del 35% de cortante basal sean regulares en planta, de no ser el caso debe asignarse un valor de 0.75.

Para la edificación en estudio los coeficientes irregularidad en alzado, irregularidad en planta y de ausencia redundancia serán igual a 1, dado que tanto en elevación como en planta la edificación es simétrica y no presenta ninguno de los casos especiales estipulados por la NSR-10. Por otro lado, el coeficiente “ R_0 ” de disipación de energía básico será de 7, dado que la estructura es un conjunto de pórticos de hormigón resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía.

Dicho lo anterior el coeficiente “ R ” tendrá un valor igual a 7 dado que no existe irregularidades en la estructura que modifique el coeficiente de disipación de energía

básico. Una vez determinado el coeficiente “R” se puede obtener el espectro inelástico/reducido de aceleraciones, dividiendo los valores de aceleración elástica para 7.

Tabla 2.6. Espectro de diseño inelástico/reducido de aceleraciones para edificación en Colombia

T(s)	Sa(g)
0	0,169
0,1	0,169
0,2	0,169
0,3	0,169
0,4	0,169
0,5	0,169
0,583	0,169
0,629	0,169
0,7	0,152
0,8	0,133
0,9	0,118
1	0,106
1,1	0,097
1,2	0,089
1,3	0,082
1,4	0,076
1,5	0,071
1,6	0,066
1,7	0,063
1,8	0,059
1,9	0,056
2	0,053
2,1	0,051
2,2	0,048
2,3	0,046
2,4	0,044
2,5	0,043
2,6	0,041

2,7	0,039
2,8	0,038
2,9	0,037
3	0,035
3,1	0,034
3,2	0,033
3,3	0,032
3,4	0,031
3,5	0,030
3,6	0,030
3,7	0,029
3,72	0,029
3,8	0,027
3,9	0,026
4	0,025
4,1	0,024
4,2	0,022
4,3	0,021
4,4	0,020
4,5	0,020
4,6	0,019
4,7	0,018

Elaborado por: Iñaki Cisneros

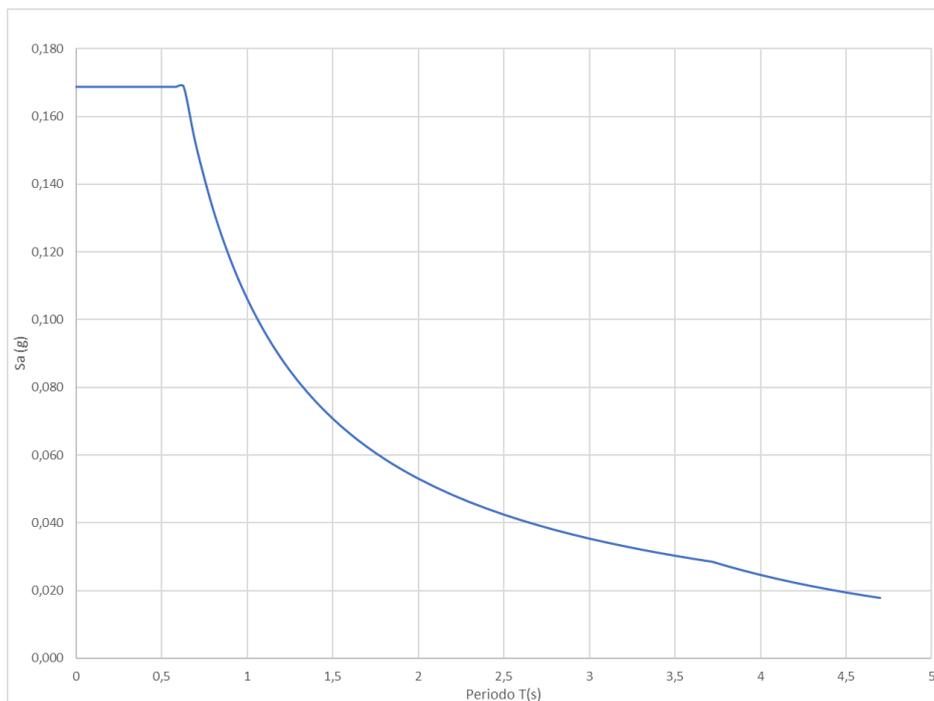


Figura 2.13. Espectro de diseño inelástico de aceleración Nariño NSR-10(en fracción de la gravedad)

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.3 Materiales de construcción

Dado que el fin de este estudio es realizar una comparativa de dos edificios construidos con 2 normas diferentes, se decidió usar los mismos materiales en ambas edificaciones y así tener un punto base para hacer una comparación tanto estructural como económica.

Empezando por el hormigón, el cual tiene una resistencia a la compresión (f'_c) de 280 kg/cm² o 27.46 MPa. A pesar de ser el mismo hormigón en ambos países, cada normativa estipula su propio módulo de elasticidad (E_c). Adicionalmente el hormigón en ambos países tendrá un peso unitario de 2400 kg/m³.

Para Ecuador, la NEC-15 proporciona la siguiente fórmula para el cálculo del módulo de elasticidad:

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

Ecuación 2.2. Módulo de elasticidad en kg/cm² (Cabrera, 2014)

Donde reemplazando la resistencia a compresión de hormigón seleccionado se obtiene el siguiente módulo de elasticidad.

$$E_c = 12500 * \sqrt{280} = 209165.01 \text{ kg/cm}^2$$

Para Colombia la NSR-10 impone la siguiente ecuación para hormigones con peso unitario de entre 1440 y 2560 kg/m³:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 2.3. Módulo de elasticidad en MPa (*AIS, 2010*)

Reemplazando la resistencia a compresión de 27.46 MPa:

$$E_c = 4700 * \sqrt{27.46} = 24629.07631 \text{ Mpa} = 251146.63 \text{ kg/cm}^2$$

Finalizando con el acero, en ambos países es posible encontrar un acero con una resistencia a fluencia (f_y) de 420 MPa y un módulo de elasticidad (E_s) de 200000 MPa.

2.4 Cargas de diseño

2.4.1 Determinación de cargas vivas

Las cargas vivas se refieren a las fuerzas variables o móviles que actúan sobre una estructura a lo largo de su vida útil. Estas cargas incluyen el peso de las personas, muebles, equipos, vehículos y cualquier otra carga que pueda cambiar en magnitud y ubicación con el tiempo. La consideración de las cargas vivas es esencial para diseñar edificios y estructuras que sean seguros y funcionales. La carga viva se debe calcular y distribuir adecuadamente, garantizar que la estructura pueda soportarlas sin comprometer su integridad a lo largo del tiempo.

2.4.1.1 Cargas vivas de Ecuador (NEC-15)

Para la determinación de la carga viva en Ecuador la NEC-15 proporciona un listado con las cargas correspondientes para cada tipo de estructura dependiendo el uso de esta.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
Instituciones penales		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Véase sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm²)		1.40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Figura 2.14. Cargas vivas (NEC-SE-DS, 2014)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		
Departamentos (ver Residencias)		
Edificios de oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00

Figura 2.15. Cargas vivas Ecuador (NEC-SE-DS, 2014)

Para el edificio en estudio se requiere conocer la carga viva para la planta baja y la planta tipo. La planta baja está constituida por varias oficinas y la planta tipo es destinada a vivienda.

Las cargas designadas en base a la NEC-15 son:

Tabla 2.7. Cargas vivas de la edificación ubicada en Ecuador

Planta	Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m ²)
Baja	Oficinas/gimnasio	480
Tipo	Vivienda	200

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.4.1.2 Cargas vivas de Colombia (NSR-10)

Al igual que en la NEC-15, la NSR-10 proporciona un listado de las cargas vivas relacionadas al respectivo uso de la estructura.

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
Fábricas	Estanterías	7.0	700
	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Figura 2.16. Cargas vivas Colombia (AIS, 2010)

La carga viva designada para la edificación en estudio según su uso es la siguiente:

Tabla 2.8. Cargas vivas de la edificación ubicada en Colombia

Planta	Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m ²)
Baja	Oficinas/gimnasio	500
Tipo	Cuartos privados	180

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.4.2 Determinación de cargas muertas

Las cargas muertas son las fuerzas constantes y permanentes que actúan sobre una estructura debido al peso de sus componentes y materiales. Estas cargas incluyen el peso propio de elementos estructurales como muros, columnas, losas, vigas, así como los elementos que se van a encontrar fijos en la estructura durante toda su vida, estos son las paredes, pisos, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias. Las cargas muertas son cruciales en el diseño y la planificación de una construcción, ya que representan la carga constante que la estructura debe soportar a lo largo de su vida útil.

2.4.2.1 Carga muerta de Ecuador

Para la determinación de la carga muerta adicional al peso propio de la estructura que actúa sobre la edificación, se consideró el aporte de paredes, cerámica o baldosa, instalaciones eléctricas, masillados y enlucidos.

Empezando por el peso de las paredes de bloque, se midió en los planos arquitectónicos los metros lineales de pared de bloque de 15 cm y 20 cm, para después de ello poder multiplicar por la altura entre pisos y así poder obtener los metros cuadrados de paredes que soportará cada piso. Luego de esto para poder definir el peso total de las paredes con masillado y enlucido fue necesario calcular el peso por metro cuadrado de una pared. Para ello primero se buscó los pesos en Ecuador de los materiales involucrados; bloque, mortero para las uniones y finalmente el mortero para el enlucido. Una vez con esta base de datos se calculó el peso por metro cuadrado de pared, para finalmente multiplicarlo por el área total de pared y así encontrar la carga muerta por paredes.

Tabla 2.9. Peso pared de 20 cm de espesor Ecuador

Pared (e=20cm)		
Bloque #20		
Dimensiones bloque	0,2x0,4x0,2	m
Peso bloque	16	kg
Número de bloques	12,25	u
Peso total bloques	196	kg
Masillado (e=2cm)		
Peso mortero	2040	kg
Espesor masillado	0,02	m
Volumen masillado	0,0294	m ³ /m ²
Peso mortero/m ²	59,976	kg/m ²
Enlucido (e=2cm)		
Peso enlucido	2040	kg/m ³
Espesor enlucido	0,04	m
Volumen enlucido	0,04	m ³ /m ²
Peso enlucido/m ²	81,6	kg/m ²
Peso unitario pared /m ²	337,576	kg/m ²
Área pared planta baja	198,39	m ²
Área pared planta tipo	231,738	m ²
Peso pared planta baja	66971,70	Kg
Peso pared planta tipo	78229,19	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tabla 2.10. Peso pared de 15 cm de espesor Ecuador

Pared (e=15cm)		
Bloque #20		
Dimensiones bloque	0,2x0,4x0,15	m
Peso bloque	10,94	kg
Número de bloques	12,25	u
Peso total bloques	134,015	kg
Masillado (e=1,5cm)		
Peso mortero	2040	kg
Espesor masillado	0,015	m
Volumen masillado	0,01654	m ³ /m ²
Peso mortero/m ²	33,7365	kg/m ²
Enlucido (e=2cm)		
Peso enlucido	2040	kg
Espesor enlucido	0,04	m
Volumen enlucido	0,04	m ³ /m ²
Peso enlucido/m ²	81,6	kg/m ²
Peso unitario pared /m ²	249,35	kg/m ²
Área pared planta baja	25,35	m ²
Área pared planta tipo	97,448	m ²
Peso pared planta baja	6321,06	Kg
Peso pared planta tipo	24298,80	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Para la determinación de la carga muerta por cerámica, la NEC-15 estipula una tabla donde se especifica el peso por metro cuadrado de cerámica con mortero, por lo que se tomó ese valor para este ítem.

G. Contrapisos y recubrimientos	kN/m²
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22

Figura 2.17. Carga muerta baldosas (NEC-SE-DS, 2014)

Tabla 2.11. Peso baldosa Ecuador

Baldosa (e=3cm con mortero)		
Peso baldosa de cerámica con mortero de cemento	20,3956	kg/m ² /cm
Espesor	3	cm
Área planta baja	324	m ²
Área planta tipo	326,5	m ²
Peso baldosa planta baja	19824,523	Kg
Peso baldosa planta tipo	19977,49	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Adicionalmente se consideró un peso extra por instalaciones eléctricas de 0.02 T/m².

La unificación de estos pesos permitió obtener las cargas muertas para la planta tipo y para la planta baja.

Tabla 2.12. Carga muerta total Ecuador

Carga muerta Ecuador		
Peso paredes planta baja	73292,76	Kg
Peso paredes planta tipo	102527,99	Kg
Peso baldosa planta baja	19824,523	Kg
Peso baldosa planta tipo	19977,49	Kg
Peso instalaciones electricas/m ²	20	Kg/m ²
Peso instalaciones electricas planta baja	6480	Kg
Peso instalaciones electricas planta tipo	6530	Kg
Área planta baja	324	m ²
Área planta tipo	326,5	m ²
Peso total planta baja/m ²	307,40	Kg
Peso total planta tipo/m ²	395,21	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.1.2 Carga muerta de Colombia

Al igual que la edificación ubicada en Ecuador, se buscará la carga muerta actuante en la edificación de Colombia, considerando las cargas muertas estipulados en la NSR-10. El capítulo B apéndice 3 de la norma colombiana es el indicado para realizar la estimación de la carga muerta, en él se puede encontrar con gran detalle todos los tipos de cargas muertas que actúan sobre las edificaciones, a continuación, se presentan las tablas que contienen información de cargas presenten en el edificio en estudio.

Componente	Carga (kN/m ²) por m ² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)	Carga (kgf/m ²) por m ² de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)
Muros		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250
Mampostería de bloque de arcilla:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> 100 150 200 250 300	<i>Espesor del muro (en cm)</i> 10 15 20 25 30
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40	180 250 310 380 440
Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90	130 200 260 330 390
Mampostería de bloque de concreto:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> 100 150 200 250 300	<i>Espesor del muro (en cm)</i> 10 15 20 25 30
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60	140 145 190 225 260
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15	170 225 270 315
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30	180 230 280 330
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45	180 240 300 345
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75	200 260 320 375
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30	220 290 360 430
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10	300 400 500 610
Mampostería maciza de arcilla:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> 100 150 200 250 300	<i>Espesor del muro (en cm)</i> 10 15 20 25 30
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50	190 290 380 470 550
Mampostería maciza de concreto:	<i>Espesor del muro (en mm)</i> 100 150 200 250 300	<i>Espesor del muro (en cm)</i> 10 15 20 25 30
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40	200 310 420 530 640

Figura 2.18. Cargas muertas mínimas para elementos no estructurales (AIS, 2010)

Componente	Carga (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga (kgf/m ²) m ² de área en planta
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Figura 2.19. Cargas muertas mínimas para elementos no estructurales-pisos (AIS, 2010)

Con esta información y las cantidades de obra obtenidas en los planos arquitectónicos, se puede obtener las cargas muertas para la planta tipo y la planta baja.

Tabla 2.13. Peso pared de 20 cm de espesor Colombia

Pared (e=20cm) sin relleno		
Peso unitario pared /m ²	190	kg/m ²
Pañeteado o enlucido/m ²	50	kg/m ²
Área pared planta baja	198,39	m ²
Área pared planta tipo	231,738	m ²
Peso baldosa planta baja	47613,60	Kg
Peso baldosa planta tipo	55617,12	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tabla 2.14. Peso pared de 15 cm de espesor Colombia

Pared (e=15cm) sin relleno		
Peso unitario pared /m ²	145	kg/m ²
Pañeteado o enlucido/m ²	50	kg/m ²
Área pared planta baja	25,35	m ²
Área pared planta tipo	97,448	m ²
Peso baldosa planta baja	4943,25	Kg
Peso baldosa planta tipo	19002,36	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tabla 2.15. Peso baldosa Colombia

Baldosa 20 mm sobre 12 mm de mortero		
Peso baldosa /m2	80	Kg/m ²
Área planta baja	324	m ²
Área planta tipo	326,5	m ²
Peso baldosa planta baja	25920	Kg
Peso baldosa planta tipo	26120	Kg

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tabla 2.16. Carga muerta total Colombia

Carga muerta Colombia		
Peso paredes planta baja	52556,85	Kg
Peso paredes planta tipo	74619,48	Kg
Peso baldosa planta baja	25920	Kg
Peso baldosa planta tipo	26120	Kg
Peso instalaciones electricas/m ²	20	Kg/m ²
Peso instalaciones electricas planta baja	6480	Kg
Peso instalaciones electricas planta tipo	6530	Kg
Área planta baja	324	m ²
Área planta tipo	326,5	m ²
Peso total planta baja/m ²	262,21	Kg/m ²
Peso total planta tipo/m ²	328,54	Kg/m ²

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.5 Prediseños

2.5.1 Prediseños bajo la NEC-15

2.5.1.1 Prediseño Losa Ecuador

Para la edificación en estudio se eligió una losa alivianada en 2 direcciones, la NEC-15 en su capítulo de hormigón armado, envía al usuario al ACI 318 capítulo 8 para el diseño de losas en una o 2 direcciones. Por lo cual el prediseño de la losa se realizará bajo los lineamientos del capítulo 8 del ACI 318.

Primero es necesario conocer la sección de losa más crítica en la estructura, para ello se identificó la losa con los vanos más largos, resultando ser de 5.5x5.5 m con un área total de 30.25 m². también se necesitó predefinir una sección para las vigas sobre las que se

asentará la losa, en este caso se tomó una viga de 30x30 cm. Una vez con estos datos, se debe determinar la longitud libre de los lados de la losa.

Tabla 2.17. Datos de diseño losa

Longitud libre de la losa		
Vigas	30x30	cm
Luz de las vigas	5,5	m
Longitud libre de la losa L_n	5,2	m

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Una vez con las longitudes libres de la losa se encontrará el espesor de la losa con base a la tabla 8.3.1.2 del ACI-318.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (pulg.)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Figura 2.20. Espesores mínimos de losa maciza (ACI 318, 2019)

Para el prediseño de la losa, se asumirá un α_{fm} mayor a 2, lo que significa que la rigidez de la viga será al menos el doble de la rigidez de la losa. Con este valor ya predefinido se usará las ecuaciones “d” y “e” de la figura anterior. Adicionalmente se calculará el factor β , el cual representa la relación entre la luz larga y la luz corta de la losa, en este caso es igual a 1 dado que ambos lados son iguales.

$$h = \frac{I_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

Ecuación 2.4. Espesor de losa (ACI 318, 2019)

$$h = \frac{5.2(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9(1)} \text{ m}$$

$$h = 0.127 \text{ m}$$

El resultado de la ecuación “d” es 0.127m, por lo que se asumirá un espesor de losa maciza de 0.13 m. Dado que una losa maciza es demasiado pesada y no recomendada para una edificación grande, como es el edificio del caso de estudio, se calculará una sección de losa alivianada con aligeramientos removibles, equivalente en inercia a la losa maciza pero más liviana. Para ello primero se calculará la inercia de una sección de losa maciza y a continuación se encontrará el espesor del aligeramiento requerido para que la losa alivianada iguale o supere en inercia a la maciza.

$$I_{\text{maciza}} = \frac{Bh^3}{12}$$

Ecuación 2.5. Inercia losa maciza

$$I_{\text{maciza}} = \frac{100\text{cm} * (13\text{cm})^3}{12}$$

$$I_{\text{maciza}} = 17114.70 \text{ cm}^4$$

La sección de losa determinada para sustituir a la maciza es la siguiente.

Tabla 2.18. Datos losa alivianada Ecuador

Losa con aligeramientos removibles	
Base (B)	100 cm
Espesor loseta (e)	5 cm
Longitud aligeramiento (lnw)	40 cm
Base del nervio (bw)	10 cm
Altura del aligeramiento (haliv)	15 cm
Altura total	20 cm

Elaborado por: Iñaki Cisneros

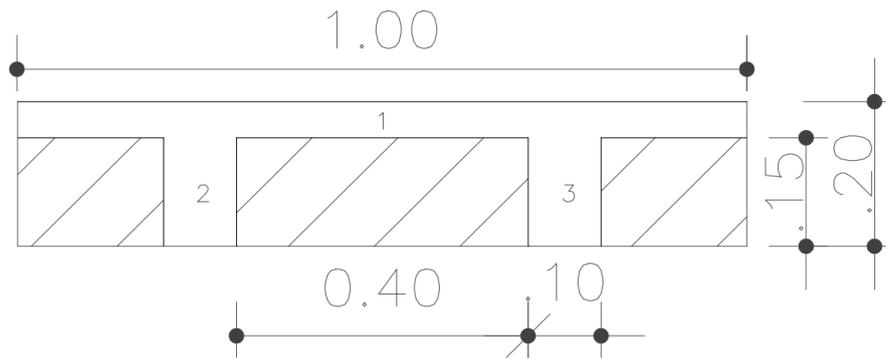


Figura 2.21. Corte losa

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Haciendo uso del teorema de los ejes paralelos, se puede encontrar la inercia de esta sección de losa alivianada.

Tabla 2.19. Inercias losa alivianada

Elemento	bi	hi	Ai	yi	Aiyi	lxi	Aiyi2	lxi+Aiyi2
1	100	5	500	2,5	1250	1041,7	3125	4166,67
2	10	15	150	12,5	1875	2812,5	23437,5	26250
3	10	15	150	12,5	1875	2812,5	23437,5	26250
Σ			800		5000		lxc=	56666,67

Elaborado por: Iñaki Cisneros

$$I_x = I_{xc} + Ad^2$$

Ecuación 2.6. Inercia losa alivianada

$$I_x = 56666.67 \text{ cm}^4 + 800\text{cm}^2 * \left(\frac{500\text{cm}^3}{800\text{cm}^2}\right)^2$$

$$I_x = 25416.67 \text{ cm}^4$$

Tras realizar estos cálculos se puede cambiar la losa maciza por la alivianada, dado que una losa con aligeramientos de 15 cm logra una inercia mayor a la de la losa de 13 cm de espesor. Adicionalmente considerando un peso de hormigón de 2.4 T/m^3 , se logra reducir el peso de la losa de 0.305 T/m^2 en la maciza a 0.250 T/m^2 en la alivianada.

2.5.1.2 Prediseño Viga Ecuador

La NEC-15 en su capítulo de hormigón armado, da lineamientos básicos para el prediseño de una viga, en dicho capítulo se remite al ACI 318 capítulo 9, en el cual se presenta toda la información respectiva a vigas de hormigón armado.

Para el prediseño el ACI propone la siguiente tabla para determinar la altura mínima de una viga de hormigón.

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{(1)}$
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Figura 2.22. Altura mínima de vigas (ACI 318, 2019)

Se realizará el prediseño de la viga más crítica de la estructura, la cual corresponde al eje 3.

Tras evaluar los tramos de la viga del eje 3, resultó ser el más desfavorable el tramo de longitud 5.5 m con ambos extremos continuos, dando una altura mínima de 26 cm. Siempre es recomendable usar múltiplos de 5 en las dimensiones de vigas, por lo que se tomará una altura de 30 cm. Para encontrar la base de la viga se debe tomar el mayor entre 0.3 veces la altura la viga o 25 cm, para este caso el mayor sería 25 cm.

Una vez determinadas las dimensiones mínimas de la viga se debe comprobar si esta sección es suficiente para soportar las cargas a las que estará expuesta. Para ello se calculará los momentos que se generarán en la viga debido a carga muerta y carga viva. Dado que la NEC-15 no estipula una metodología para realizar este análisis, se usará el capítulo 6.5 del ACI-318, el cual ofrece un método simplificado para el análisis de vigas.

Se usará la viga del eje 3 como ejemplo de cálculo, primero se debe trazar líneas de 45° en las losas que transmitirán las cargas a las vigas, el cruce de estas líneas generará áreas

en forma triángulos o trapecios, los cuales representarán la porción de carga que soportará cada viga.

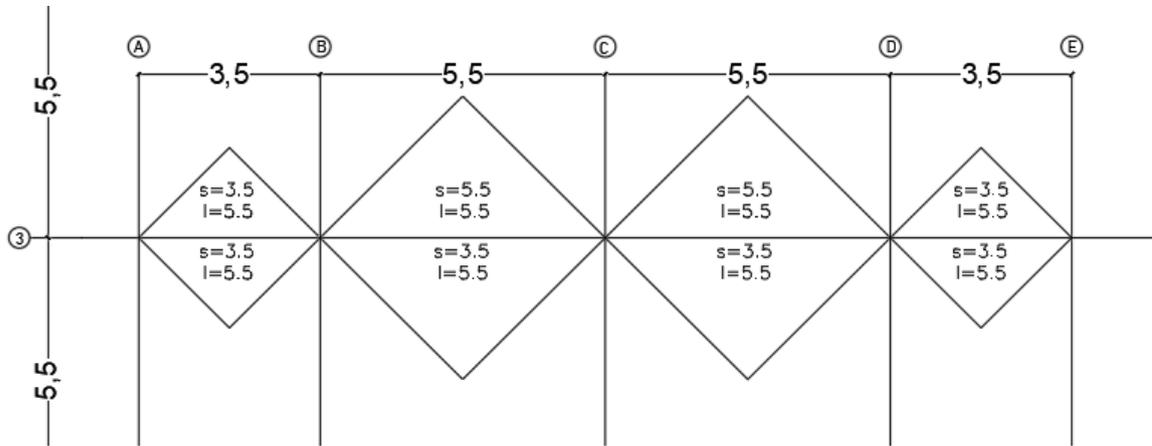


Figura 2.23. Viga más cargada Ecuador

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Para poder hacer uso de las ecuaciones proporcionadas en el capítulo 6.5 del ACI-318, se debe encontrar el rectángulo de carga equivalente a los triángulos o trapecios. Para ello se usará las siguientes ecuaciones.

$$q = \frac{W * s}{3}$$

Ecuación 2.7. Carga triangular a rectangular

$$q = \frac{W * s}{3} * \frac{(3 - (m)^2)}{2}$$

Ecuación 2.8. Carga trapezoidal a rectangular

Donde:

W: es la carga viva, muerta o su respectiva combinación.

s: es la longitud del claro corto de la losa.

m: es la fracción entre s y l.

l: es la longitud del claro largo de la losa.

L =	3,5	5,5	5,5	3,5
Ln =	3	5	5	3
Lv1 =	5,5			
Lv2 =	5,5			
WD =	0,645 T/m			
WL =	0,2 T/m			
Tipo =	triangular	triangular	triangular	triangular
Lc =	3,50	5,50	5,50	3,50
LI =	5,50	5,50	5,50	5,50
m =	-	-	-	-
s =	3,50	5,50	5,50	3,50
quD (T/m) =	0,75	1,18	1,18	0,75
quL (T/m) =	0,23	0,37	0,37	0,23
Tipo =	triangular	triangular	triangular	triangular
Lc =	3,50	5,50	5,50	3,50
LI =	3,50	5,50	5,50	3,50
m =	-	-	-	-
s =	3,50	5,50	5,50	3,50
quD (T/m) =	0,75	1,18	1,18	0,75
quL (T/m) =	0,23	0,37	0,37	0,23
quD total(T/m) =	1,51	2,37	2,37	1,51
quL total (T/m) =	0,47	0,73	0,73	0,47

Figura 2.24. Cálculo de rectángulos equivalentes de carga

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Una vez obtenidos los rectángulos equivalentes de carga, se calculará los momentos en los puntos más críticos de las vigas. Para ello se utilizará la información proporcionada en el capítulo 6.5 del ACI-318.

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 10 pies (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Figura 2.25. Momentos aproximados para vigas (ACI 318, 2019)

MD (T*m) =	0,85	1,35	5,38	5,38	5,38	5,38	1,35	0,85				
	0,97		3,70		3,70		0,97					
ML (T*m) =	0,26	1,22	1,67	1,67	1,67	1,67	0,42	0,48				
	0,30		1,15		1,15		0,30					
x	0	1,75	3,5	3,5	6,25	9	9	11,75	14,5	14,5	16,25	18
C1=1,4D	1,19	1,90	7,53	7,53	7,53	7,53	1,90	1,19				
	1,35		5,17		5,17		1,35					
C2=1,2D+1,6L	1,44	3,58	9,12	9,12	9,12	9,12	2,30	1,78				
	1,64		6,27		6,27		1,64					

Figura 2.26. Momentos aproximados viga eje 3 Ecuador

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tras obtener los momentos más críticos de la viga, se selecciona el máximo de estos, el cual es 9.12 Tm. Este momento requerido debe ser menor al momento diseño de la sección, o lo también conocido como revisión de capacidad.

Para encontrar el momento de diseño se debe encontrar el acero máximo de la sección elegida, para luego encontrar el momento nominal y este multiplicarlo por el factor de reducción de resistencia de flexión (Φ), que para elementos que trabajan a flexión es de 0.9.

$$A_{smax} = 0.5 * \left[0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \right] * b * d$$

Ecuación 2.9. Acero máximo viga (Correa, 2020)

$$\Phi M_{nm\acute{a}x} = \Phi A_{smax} * f_y * \left(d - \frac{A_{smax} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Ecuación 2.10. Momento de diseño (Correa, 2020)

Tras realizar una breve iteración la sección de viga que soporta el momento de requerido cumpliendo $M_u < \Phi M_{nm\acute{a}x}$ es una viga de 30x35cm, la cual tiene un momento de diseño de 12.02 Tm, lo que es mayor que 9.12 Tm.

2.5.1.3 Prediseño Columna Ecuador

Para el prediseño de columnas la NEC-15 no dispone de un apartado específico, por lo que este prediseño se basara en los lineamientos del ACI 318 capítulo 10. La columna elegida para el prediseño es la columna C3 de la planta baja, la cual corresponde a la columna más crítica de la edificación, su área colaborante es de 30.25 m² y soporta el peso de 5 pisos.

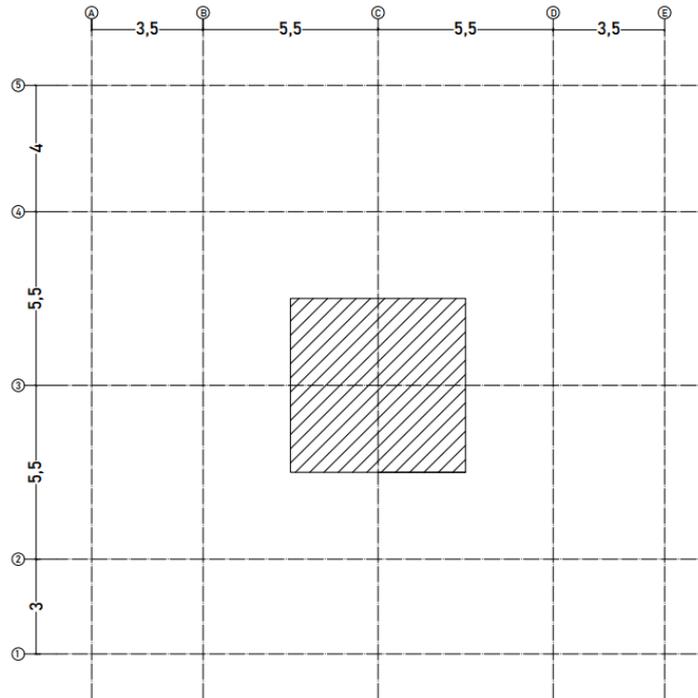


Figura 2.27. Área colaborante columna de diseño Ecuador

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Para empezar el prediseño de la columna es necesario conocer las características principales de los materiales que la constituirán, en este caso hormigón y acero de refuerzo.

Tabla 2.20. Materiales columna

Datos		
$f_c =$	280	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$\rho_s =$	1,00%	
$E_s =$	2000000	kg/cm ²
$\epsilon_{cu} =$	0,003	
$\epsilon_y =$	0,0021	

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Lo siguiente es determinar las cargas que soportará la columna, luego se debe encontrar la carga total que soportará la columna. Ahora se puede calcular la carga de diseño P_u , que se encuentra multiplicando la carga total por el área colaborante y por el número de pisos. Finalmente, en base a la Ecuación 2.11 se puede determinar el área geométrica para la columna.

$$A_g = \frac{P_u}{0,52(0,85f'_c + \rho_s f_y)}$$

Ecuación 2.11 Área geométrica para columnas por encima de los subsuelos (Sosa, 2023)

Tabla 2.21. Prediseño columna Ecuador

Prediseño Columna C3		
Cargas		
Carga Muerta	644,81	kg/m ²
Carga Viva	200	kg/m ²
C=1,6CL+1,2CD	1093,772	kg/m ²
Área colaborante		
Ancho	5,5	m
Altura	5,5	m
Acolab	30,25	m ²
Número de pisos	5	
P_u	165433,02	kg
Área Requerida	2145,23	cm ²
Lado	46,32	cm
Lado adoptado	50	cm

Elaborado por: Iñaki Cisneros

La columna optada para la edificación será una columna de 50x50 cm. Adicionalmente se calculará el acero de refuerzo longitudinal de la misma, se considerará una cuantía de acero longitudinal del 1%.

Tabla 2.22. Columna prediseñada Ecuador

DATOS COLUMNA		
base (b) =	50	cm
altura (h) =	50	cm
A_g =	2500	cm ²
A_{st} =	25,00	cm ²
r =	4	cm
ϕ_e =	1,2	cm

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.5.2 Prediseños bajo la NSR-10

2.5.2.1 Prediseño Losa Colombia

La NSR-10 en su capítulo C de concreto estructural especifica los lineamientos para el diseño y construcción de elementos estructurales de concreto armado, al igual que la mayoría de las normas de construcción de la región, la NSR-10 se encuentra basada en el ACI-318, por lo que la metodología y las ecuaciones propuestas son las mismas que las usadas en el prediseño de la NEC-15.

Dado que en este cálculo de la losa solo influyen factores como la resistencia a la comprensión del hormigón (f'_c), esfuerzo de fluencia del acero (f_y) y la distribución geométrica en planta de los elementos estructurales, se puede asumir las mismas dimensiones de la losa alivianada usada en Ecuador, ya que estas variables son las mismas en ambas edificaciones.

Tabla 2.23. Datos losa alivianada Colombia

Losa con aligeramientos removibles	
Base (B)	100 cm
Espesor loseta (e)	5 cm
Longitud aligeramiento (lnw)	40 cm
Base del nervio (bw)	10 cm
Altura del aligeramiento (haliv)	15 cm
Altura total	20 cm

Elaborado por: Iñaki Cisneros

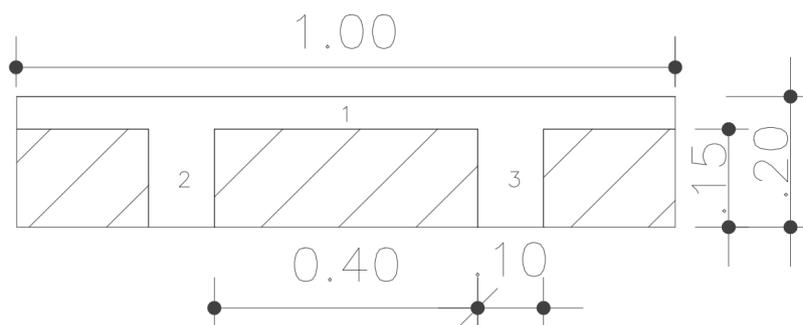


Figura 2.28. Corte losa

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.5.2.2 Prediseño Viga Colombia

La NSR-10 presenta el mismo proceso que el usado en el apartado 2.5.1.2 para el prediseño de vigas, por lo que en este apartado únicamente se presentará un resumen de la viga prediseñada. Dado que las edificaciones son las mismas, la viga a prediseñar sigue siendo la del eje 3.

La viga elegida para Colombia tiene unas dimensiones de 25x30 cm, esta cumple con la revisión de capacidad presentada a continuación.

Tabla 2.24. Revisión capacidad viga Colombia

REVISIÓN DE CAPACIDAD		
Mu =	4,46	Tm
As_{mín} =	2,00	cm ²
As_{máx} =	8,67	cm ²
ΦM_{nmáx} =	6,86	Tm

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.5.2.3 Prediseño Columna Colombia

Al igual que lo expuesto en el prediseño de vigas y losas, el prediseño de columnas estipulado en la NSR-10, es el mismo que el usado en el apartado 0, por lo que en esta sección únicamente se presentará un resumen del prediseño de columna para Colombia. La columna a prediseñar en Colombia es la Columna C3 del primer piso.

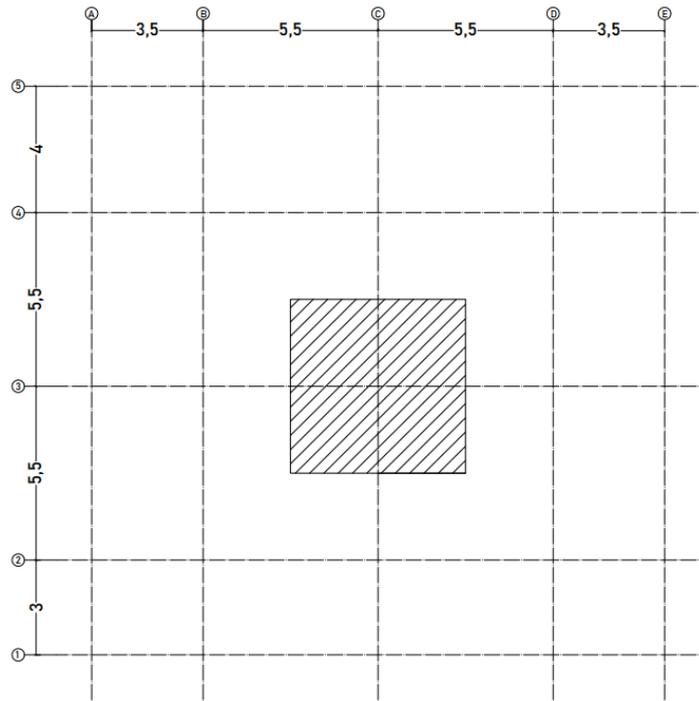


Figura 2.29. Área colaborante columna de diseño Colombia

Elaborado por: Iñaki Cisneros

A continuación, se muestra un resumen de los datos de la columna y la dimensión adoptada para la misma.

Datos			Prediseño Columna C3		
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Cargas		
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Carga Muerta	587,77	kg/m ²
$\rho_s =$	1,00%		Carga Viva	180	kg/m ²
$E_s =$	2100000	kg/cm ²	C=1,6CL+1,2CD	993,324	kg/m ²
$\epsilon_{cu} =$	0,003		Área colaborante		
$\epsilon_y =$	0,002		Ancho	5,5	m
Dimensiones Finales			Altura	5,5	m
base (b) =	45	cm	Acolab	30,25	m ²
altura (h) =	45	cm	Número de pisos	5	
$A_g =$	2025	cm ²	P_u	150240,26	kg
$A_{st} =$	20,25	cm ²	Área Requerida	1948,22	cm ²
$r =$	4	cm	Lado	44,14	cm
$\phi e =$	1,2	cm	Lado adoptado	45	cm

Figura 2.30. Prediseño Columna Colombia

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.6 Modelamiento estructural NEC-15

Una vez determinados factores como el espectro de diseño, propiedades de los materiales, cargas de diseño y las secciones mínimas para el edificio de Ecuador, se puede proceder al modelamiento estructural con ETABS.

2.6.1 Definición de materiales Ecuador

Los materiales que deben ser definidos en ETABS son el acero de refuerzo y el concreto estructural, los cuales serán definidos en base a lo estipulado en el apartado 2.3.

The figure shows two screenshots of the ETABS software interface for defining concrete material properties. The top window, titled 'Material Property Data', contains the following fields:

- General Data:**
 - Material Name: Fc 280
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (Color selection box) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 0,0024 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0,000002 kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 209165,01 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0,2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 87152,09 kgf/cm²

The bottom window, titled 'Material Property Design Data', contains the following fields:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: Fc 280
 - Material Type: Concrete, Isotropic
 - Grade: Fc 280
- Design Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 280 kgf/cm²
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (Empty field)

Figura 2.31. Definición hormigón Ecuador

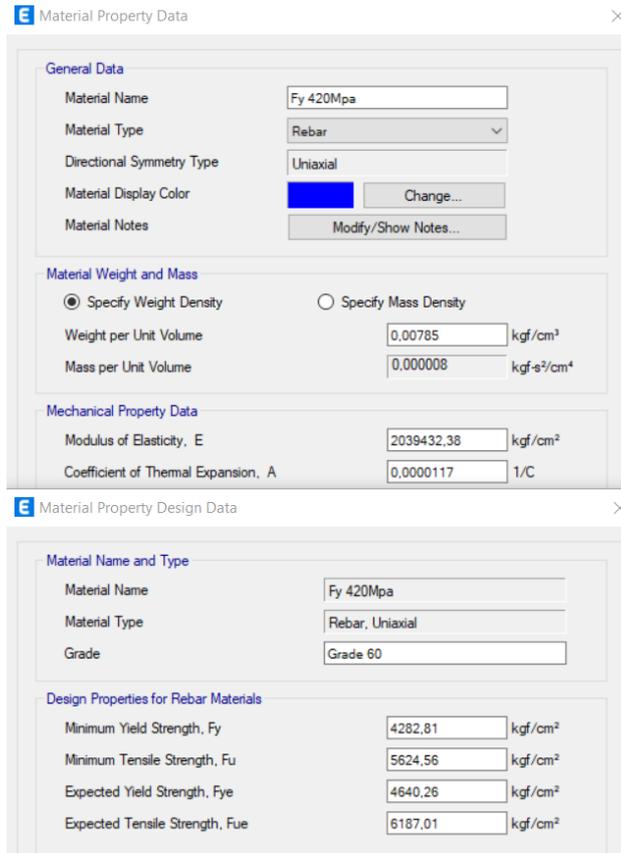


Figura 2.32. Definición acero de refuerzo Ecuador

2.6.2 Definición secciones Ecuador

Las secciones definidas en las primeras fases de modelamiento, fueron las obtenidas en el apartado 2.5.1 de prediseños, pero las cuales no fueron suficientes para superar el control de derivas ni tampoco aprobar el diseño bajo el ACI 318-19, por lo que en medida de la necesidad del cumplimiento de la NEC-15 y el ACI 318-19, se generaron nuevas secciones para columnas y vigas. La losa se mantuvo las medidas obtenidas en el prediseño.

A continuación, se muestra las secciones utilizadas en el modelo estructural.

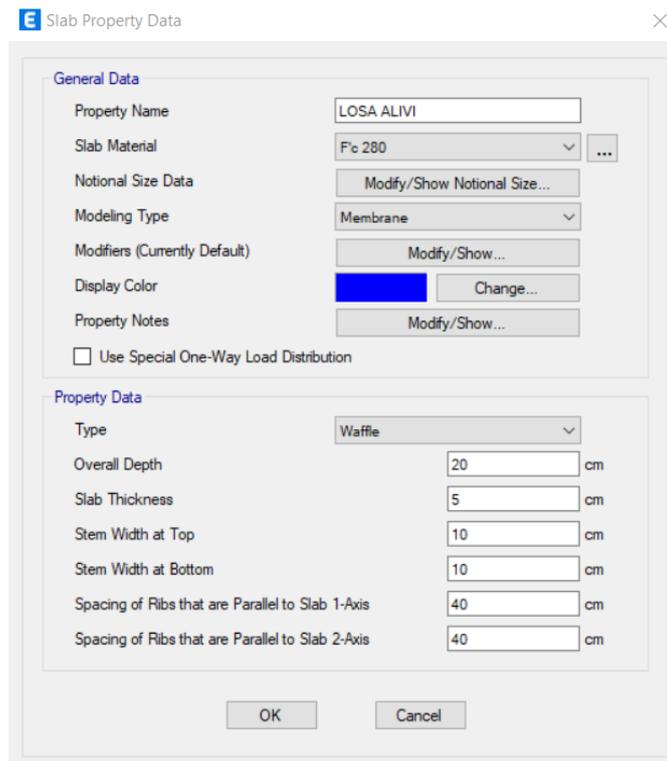


Figura 2.33. Definición losa alivianada Ecuador

Tabla 2.25. Secciones de columnas y vigas definidas en ETABS para Ecuador

Elemento	Nombre	Dimensión (cm)	Inercia agrietada	Color
Columna	C55x55	55x55	0,8 lg	Red
Columna	C50x50	50x50	0,8 lg	Magenta
Viga	V40x45	40x45	0,5 lg	Yellow
Viga	V35x45	35x45	0,5 lg	Green
Viga	V30x40	30x40	0,5 lg	Blue
Viga	V30x35	30x35	0,5 lg	Orange

Elaborado por: Iñaki Cisneros

También se presenta unas imágenes del modelo realizado en ETABS.

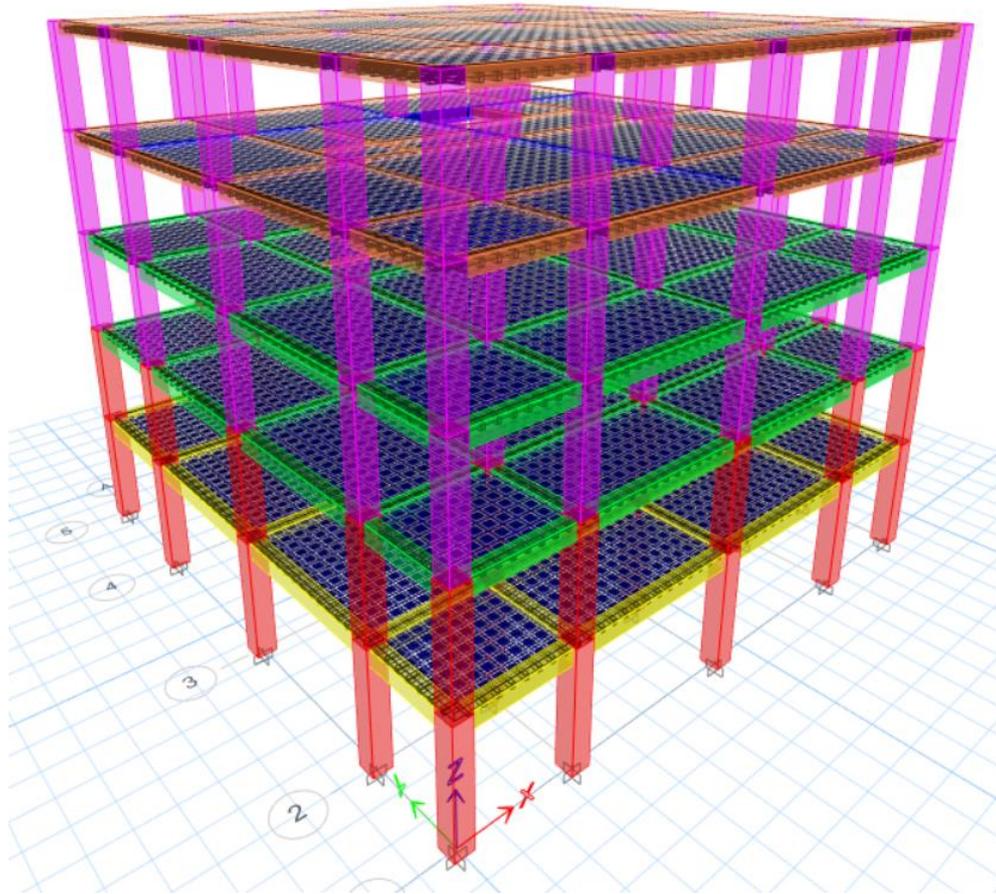


Figura 2.34. Modelo 3D de Ecuador ETABS

2.6.3 Definición de espectro de diseño Ecuador

Para la definición del espectro de diseño en ETABS, se introdujo directamente es especto inelástico de aceleraciones, para más detalles revisar el apartado 2.2.1.

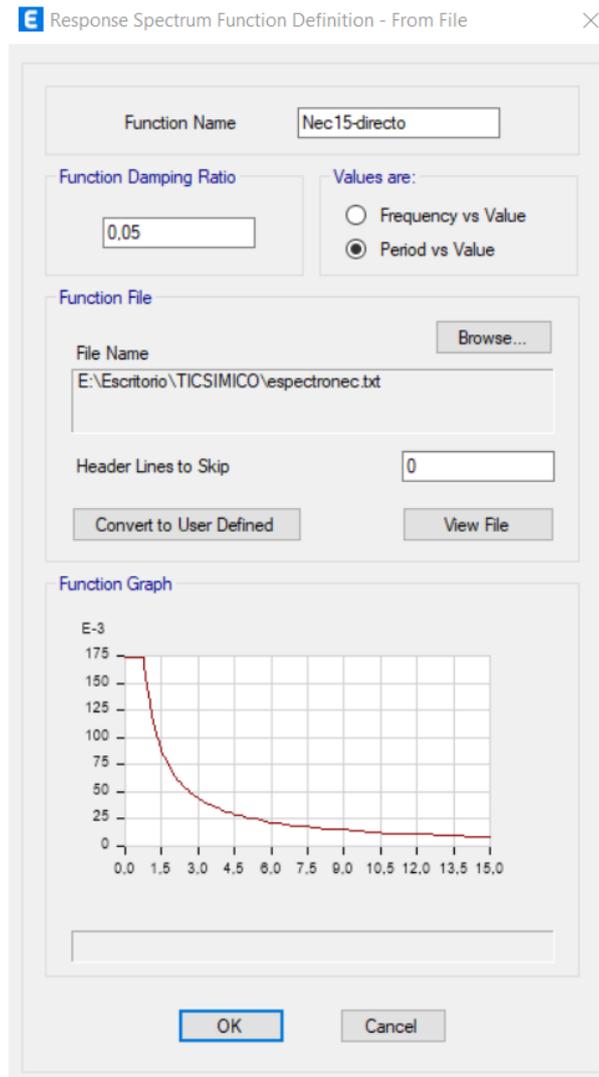


Figura 2.35. Definición espectro inelástico de aceleraciones Ecuador en ETABS

2.6.4 Definición de cargas Ecuador

Para la definición de cargas, se generará los siguientes patrones de cargas. Donde “Dead” será la carga muerta que tiene un multiplicador de 1 para considerar el peso propio de los elementos estructurales, “Live” es la carga viva, “Live 1” y “Live 2” son cargas vivas que serán asignadas alternadamente en las losas para simular un comportamiento más real de la estructura, y finalmente “Sx” y “Sy” son las cargas laterales de sismo estático en las que se debe introducir el coeficiente de cortante basal (C) y el coeficiente sísmico dependiente del período del edificio (k).

Para el cálculo de “k” la NEC-15 proporciona la siguiente tabla que depende del período, el cuál será calculado bajo el método 1 de la NEC-15, para más información revisar el apartado 2.6.5.

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

Figura 2.36. Factor K (NEC-SE-DS, 2014)

El período calculado es de 0.682 segundos, por lo que el cálculo de “k” responde a la ecuación $0.75+0.5T$, donde reemplazando T se obtienen un “k” igual a 1.09.

Al igual que para “k”, la NEC-15 proporciona una ecuación para el cálculo del coeficiente de cortante basal (C).

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección **[3.3.2]**

ϕ_p y ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección **[5.3]**

I Coeficiente de importancia; se determina en la sección **[4.1]**

R Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección **[6.3.4]**

V Cortante basal total de diseño

W Carga sísmica reactiva; véase en la sección **[6.1.7]**

T_a Período de vibración; véase en la sección **[6.3.3]**

Figura 2.37. Cortante basal de diseño (NEC-SE-DS, 2014)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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

Figura 2.38. Coeficiente de importancia (NEC-SE-DS, 2014)

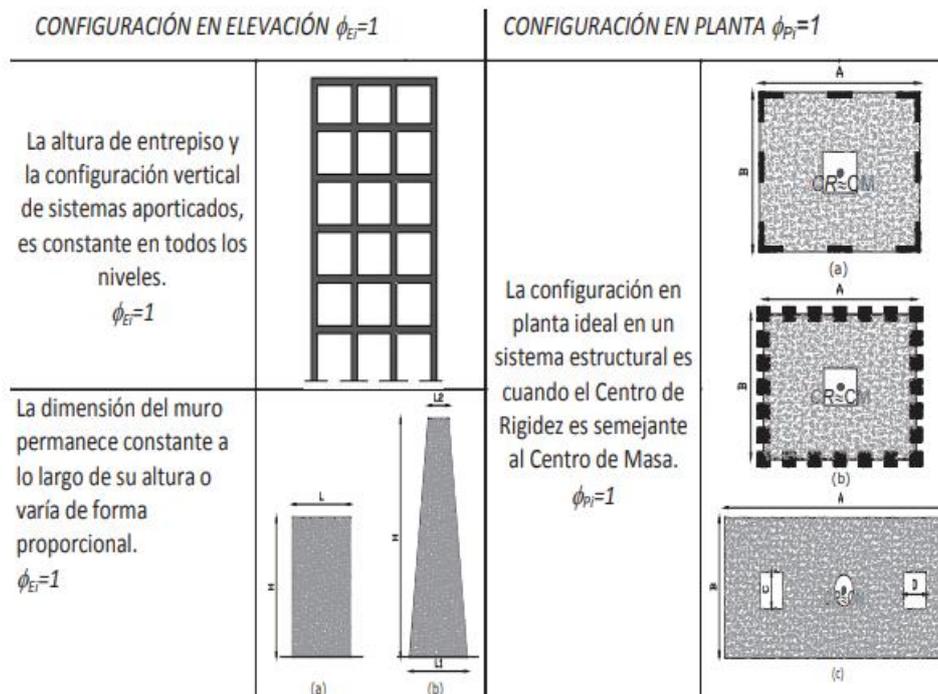


Figura 2.39. Configuraciones ideales en planta y elevación (NEC-SE-DS, 2014)

Donde “C” corresponde los primeros términos que acompañan a la carga sísmica reactiva o carga muerta total de la estructura.

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_p \Phi_E}$$

Ecuación 2.12. Coeficiente de cortante basal

Los valores de configuración en elevación y planta serán 1, dado que no existe presencia de las irregularidades presentadas en la sección 5.2 de la NEC-15, el factor de importancia también será 1 por el uso principal de la edificación que es vivienda, R fue calculado en el apartado 2.2.1 siendo igual a 8, finalmente para encontrar la aceleración (Sa) correspondiente al período de la edificación (Ta) es necesario regresar al apartado 2.2.1, donde se definió el espectro elástico de aceleraciones, basta con ubicar el período de 0.682 segundos para encontrar la aceleración correspondiente para este período.

Tabla 2.26. Coeficiente de cortante basal Ecuador

Factor de importancia	I	1
Aceleración en Ta del espectro elastico de diseño	Sa(Ta)	1,389
Configuración en elevación	Φe	1
Configuración en planta	Φp	1
Factor de Reducción de Resistencia Sísmica	R	8
Coeficiente cortante basal	C	0,1736

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Una vez calculados los coeficientes “C” y “k” se puede seguir con la definición de los patrones de carga.

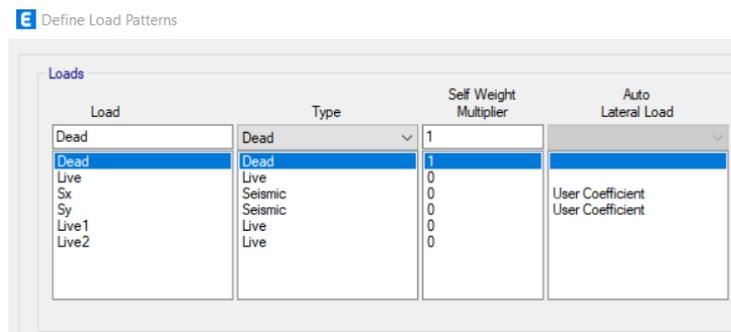


Figura 2.40. Definición patrones de carga Ecuador

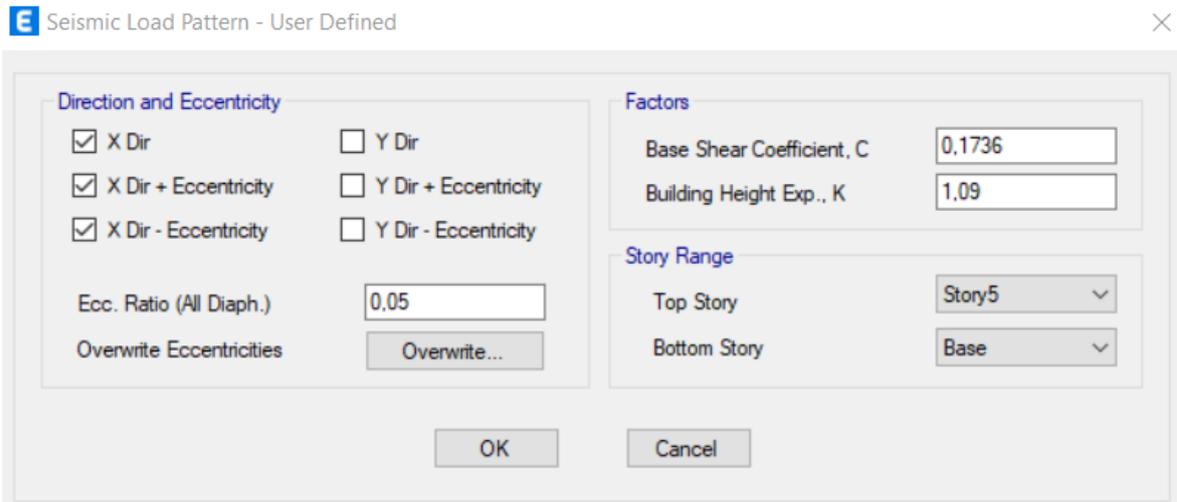


Figura 2.41. Definición sismo estático en X Ecuador

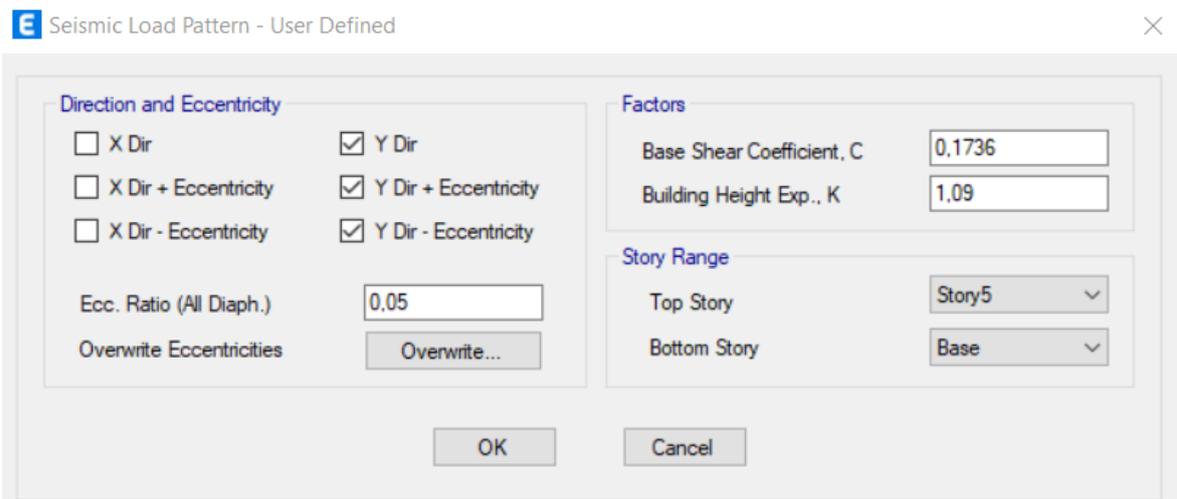


Figura 2.42. Definición sismo estático en Y Ecuador

También se definió los casos de carga para el sismo dinámico, haciendo uso el espectro de diseño inelástico de aceleraciones.

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nec15-directo	9.81

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.43. Definición sismo dinámico en X Ecuador

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Nec15-directo	9.81

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.44. Definición sismo dinámico en Y Ecuador

Finalmente se define todas las posibles combinaciones de cargas estipuladas en la NEC-15, es importante mencionar que por fines de la comparativa solo se utilizará el sismo dinámico para las combinaciones que incluyan sismo. Adicionalmente se definió una envolvente de cargas, donde se saque el máximo momento de cada combinación.

Tabla 2.27. Definición combinaciones de cargas Ecuador

Combinaciones	
0.9D+SDX	1.2D+L1-SDY
0.9D+SDY	1.2D+L2+SDX
0.9D-SDX	1.2D+L2+SDY
0.9D-SDY	1.2D+L2-SDX
1.2D+1.6L	1.2D+L2-SDY
1.2D+1.6L1	1.2D+L+SDX
1.2D+1.6L2	1.2D+L+SDY
1.2D+L1+SDX	1.2D+L-SDX
1.2D+L1+SDY	1.2D+L-SDY
1.2D+L1-SDX	1.4D
Envolvente	

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.6.5 Revisiones del modelo Ecuador

Es importante realizar la siguiente revisión, para asegurarse que el patrón de carga muerta este considerando el peso propio de los elementos estructurales.

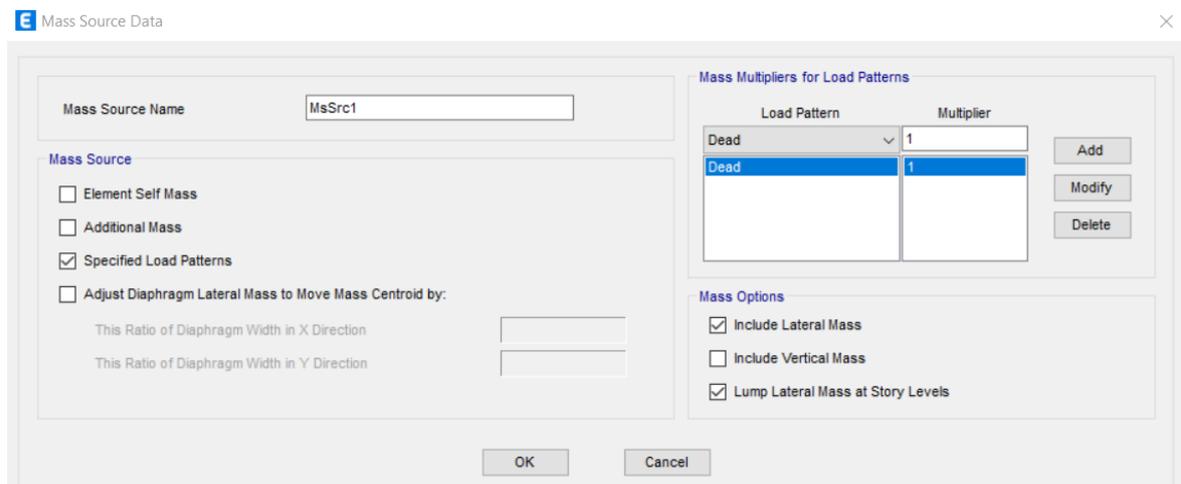


Figura 2.45. Verificación carga muerta Ecuador

Continuando con las revisiones, la NEC-15 establece que, para garantizar un correcto análisis dinámico se debe asegurar que el cortante basal por sismo dinámico sea al menos el 80% del cortante basal por sismo estático, de no cumplir con el 80% es necesario modificar el factor de escala del sismo dinámico hasta garantizar la relación del 80%.

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nec15-directo	10,75

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.46. Definición sismo dinámico modificado en X Ecuador

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Nec15-directo	10,7

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.47. Definición sismo dinámico modificado en Y Ecuador

Name	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	0,1736	1,09		
Sx(1/3)	0,1736	1,09	1487,49293	258,2288
Sx(2/3)	0,1736	1,09	1487,49293	258,2288
Sx(3/3)	0,1736	1,09	1487,49293	258,2288
Sy	0,1736	1,09		
Sy(1/3)	0,1736	1,09	1487,49293	258,2288
Sy(2/3)	0,1736	1,09	1487,49293	258,2288
Sy(3/3)	0,1736	1,09	1487,49293	258,2288

Figura 2.48. Cortante basal por sismo estático Ecuador

Output Case	FX tonf	FY tonf
SDX	208,1778	0,1603
SDY	0,1596	207,9191

Figura 2.49. Cortante basal por sismo dinámico Ecuador

Para asegurar que la relación entre el cortante basal por sismo dinámico y sismo estático, sea superior al 80% para ambos ejes, se utilizó un factor de escala de 10.75 para “x” y 10.70 en “y”.

También es necesario verificar que el período obtenido en ETABS no sea mayor que el período calculado por el método 1 con una tolerancia del 30%, este último esta proporcionado por la NEC-15.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Para:

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

Figura 2.50. Método 1 para el cálculo del período de vibración (NEC-SE-DS, 2014)

Tras realizar un análisis de la edificación en estudio se logró determinar los factores necesarios para el cálculo del período de vibración del edificio de Ecuador, también se obtuvo el período calculado en el modelo de ETABS.

Tabla 2.28. Cálculo período de vibración Ecuador

C_t	0,055
α	0,9
h_n	16,4
T	0,682
$1,3T$	0,886

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0,829

Figura 2.51. Período de vibración de Ecuador ETABS

Al realizar la comparativa entre los períodos se verifica la condición de que el período de ETABS este en el 30% de tolerancia del período calculado por el método 1 de la NEC-15.

$$0.829 \leq 0.886 \text{ Ok}$$

Finalmente es importante revisar que los casos modales 1, 2 y 3 se encuentren trabajando correctamente.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0,829	0,7769	0,0004	0,0017
Modal	2	0,827	0,0004	0,7782	1,431E-05
Modal	3	0,7	0,0015	1,911E-05	0,7775

Figura 2.52. Revisión modal Ecuador

2.6.6 Control de derivas Ecuador

El control de derivas se realizó considerando el sismo dinámico y utilizando la información proporcionada en el capítulo 6.3.9 de la NEC-15. Donde estipula que se puede reducir la deriva al 75% de la obtenida por el sismo reducido, pero esta deriva debe ser multiplicada el factor de reducción R, para poder obtener la deriva máxima inelástica. Esta deriva máxima obtenida debe ser menor a la deriva máxima admisible, que según la NEC-15 es del 2%.

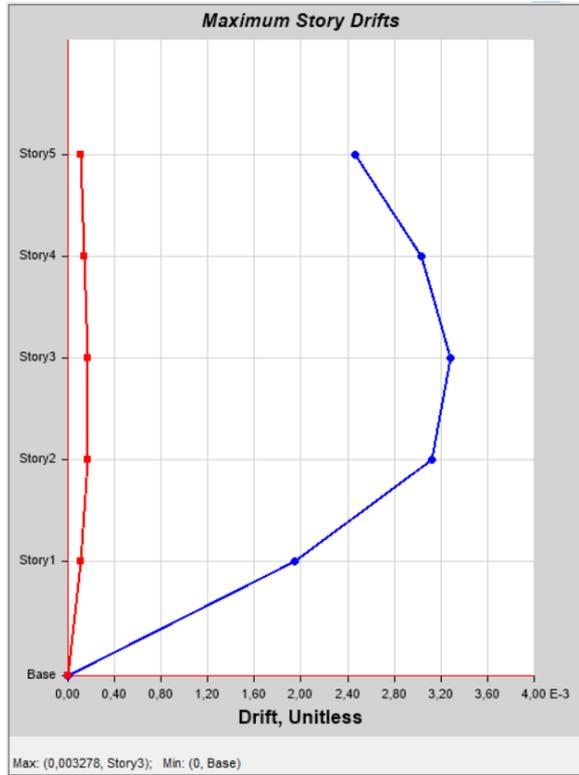


Figura 2.53. Deriva por sismo dinámico Ecuador Eje x

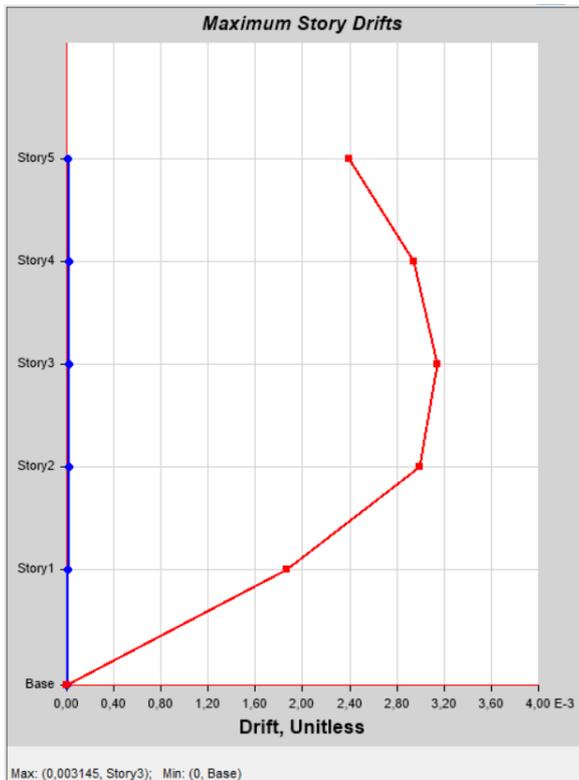


Figura 2.54. Deriva por sismo dinámico Ecuador Eje y

Tabla 2.29. Control de derivas Ecuador

	Δe	R	$\Delta m = 0,75 * \Delta e * R$	$\Delta m \%$	Δadm	$\Delta m \% < \Delta adm$
Δex	0,003278	8	0,019668	1,97%	2%	Ok
Δey	0,003145	8	0,01887	1,89%	2%	Ok

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.7 Modelamiento estructural NSR-10

2.7.1 Definición de materiales

Los materiales que deben ser definidos son el hormigón y el acero de refuerzo, previamente definidos en el capítulo 2.3.

The image displays two software windows for defining concrete material properties. The top window, titled "Material Property Data", is divided into three sections: "General Data", "Material Weight and Mass", and "Mechanical Property Data". In the "General Data" section, the "Material Name" is "Fc 280", "Material Type" is "Concrete", and "Directional Symmetry Type" is "Isotropic". The "Material Weight and Mass" section has "Specify Weight Density" selected, with a value of 0,0024 kgf/cm³. The "Mechanical Property Data" section includes: Modulus of Elasticity, E (251146,68 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0,2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0,0000099 1/C), and Shear Modulus, G (104644,45 kgf/cm²). The bottom window, titled "Material Property Design Data", shows "Material Name and Type" with "Material Name" as "Fc 280", "Material Type" as "Concrete, Isotropic", and "Grade" as "Fc 4000 psi". The "Design Properties for Concrete Materials" section shows "Specified Concrete Compressive Strength, f_c" as 280 kgf/cm².

Figura 2.55. Definición hormigón Colombia

Material Property Data

General Data

Material Name: fy=42Mpa

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Blue Box] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf·s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2039432.38 kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: fy=42Mpa

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 4282.81 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, Fu: 5624.56 kgf/cm²

Expected Yield Strength, Fye: 4640.26 kgf/cm²

Expected Tensile Strength, Fue: 6187.01 kgf/cm²

Figura 2.56. Definición acero de refuerzo Colombia

2.7.2 Definición secciones Colombia

Al igual que en el modelo de Ecuador, en Colombia las secciones definidas al inicio del modelamiento, fueron las obtenidas en el apartado 2.5.2, Sin embargo, estas modificaciones no lograron satisfacer los requisitos de deriva admisible propuesto por la NSR-10, ni cumplir con los estándares de diseño según el ACI 318-19. Por tanto, con el fin de cumplir con las normativas NSR-10 y ACI 318-19, se crearon nuevas dimensiones para las columnas y vigas, manteniendo las medidas originales de la losa según lo obtenido en el diseño preliminar.

A continuación, se muestra las secciones utilizadas en el modelo estructural.

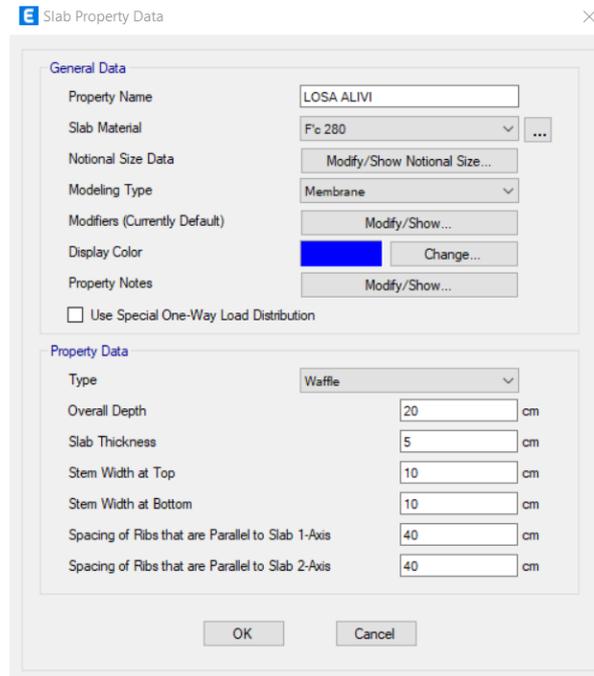


Figura 2.57. Definición losa alivianada Colombia

Tabla 2.30. Secciones de columnas y vigas definidas en ETABS para Colombia

Elemento	Nombre	Dimensión (cm)	Inercia agrietada	Color
Columna	C65x65	65x65	0,7 Ig	Red
Columna	C60x60	60x60	0,7 Ig	Green
Columna	C55x55	55x55	0,7 Ig	Cyan
Viga	V45X55	45X55	0,35 Ig	Blue
Viga	V45X50	45X50	0,35 Ig	Grey
Viga	V30x40	30x40	0,35 Ig	Yellow

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Finalmente se presenta unas imágenes del modelo realizado en ETABS.

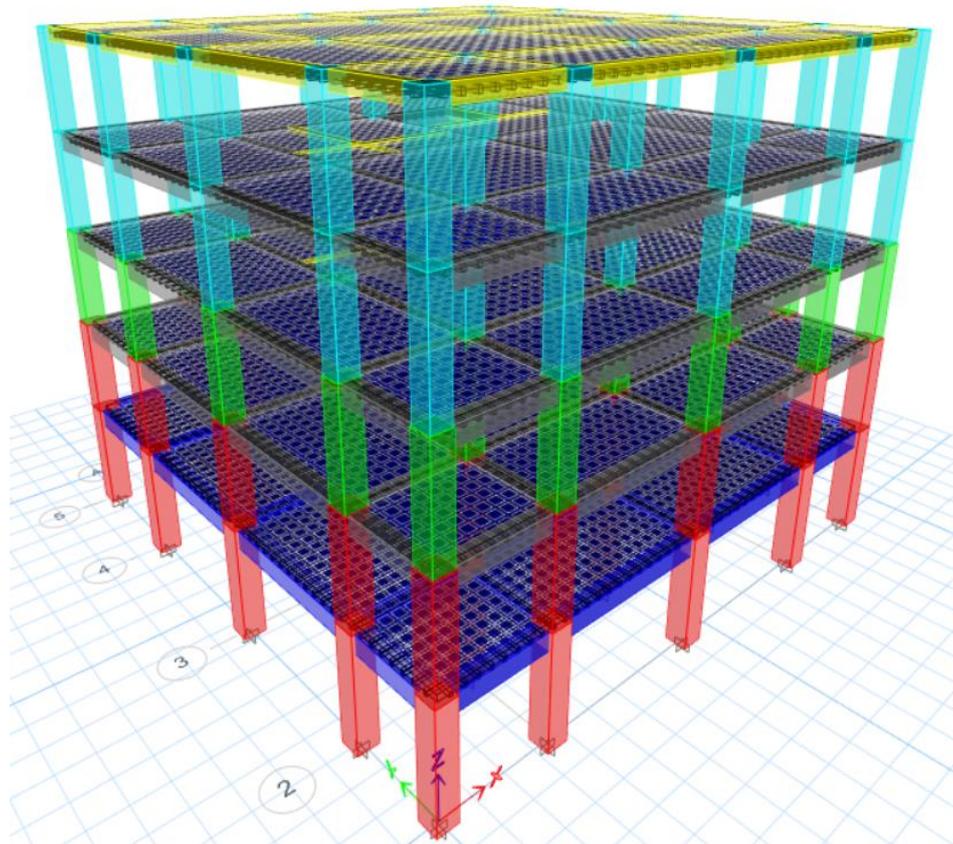


Figura 2.58. Modelo 3D de Colombia ETABS

2.7.3 Definición de espectro de diseño Colombia

En el caso del modelamiento estructural de Colombia es necesario introducir 2 espectros de diseño en ETABS, el primero incorporando directamente el espectro elástico de aceleraciones calculado en 2.2.2 pero aplicado el factor de reducción $R=7$ calculado con los parámetros dados por la NSR-10, al que se llamará espectro inelástico o reducido, este será para poder definir las combinaciones de carga del método de las fuerzas y el otro espectro de diseño será únicamente el espectro elástico, el cual servirá para el cálculo de las derivas máximas.

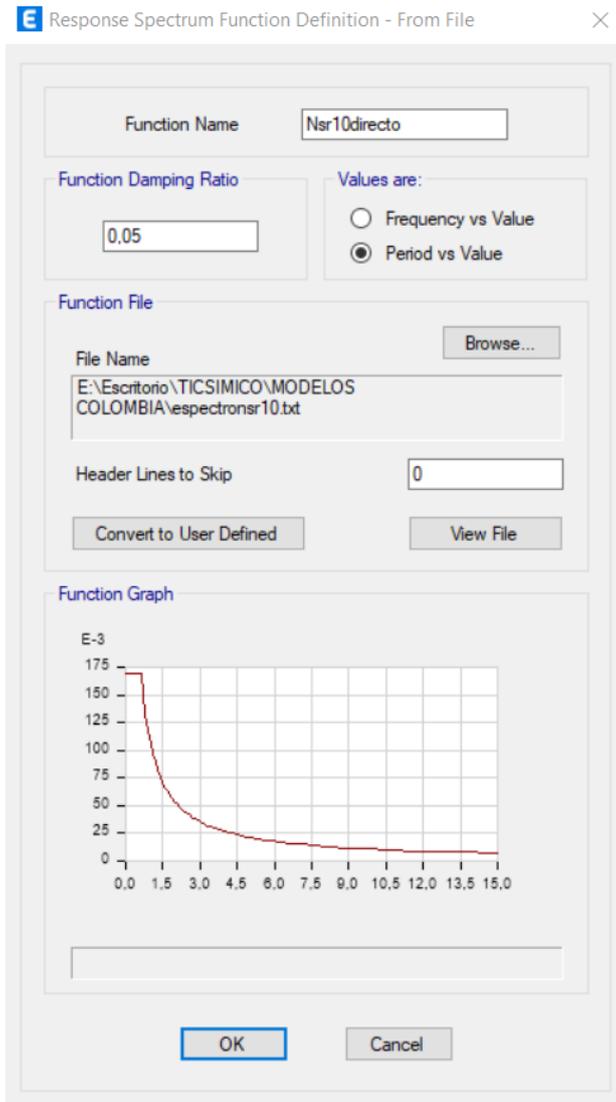


Figura 2.59. Definición espectro inelástico o reducido de aceleraciones Colombia en ETABS

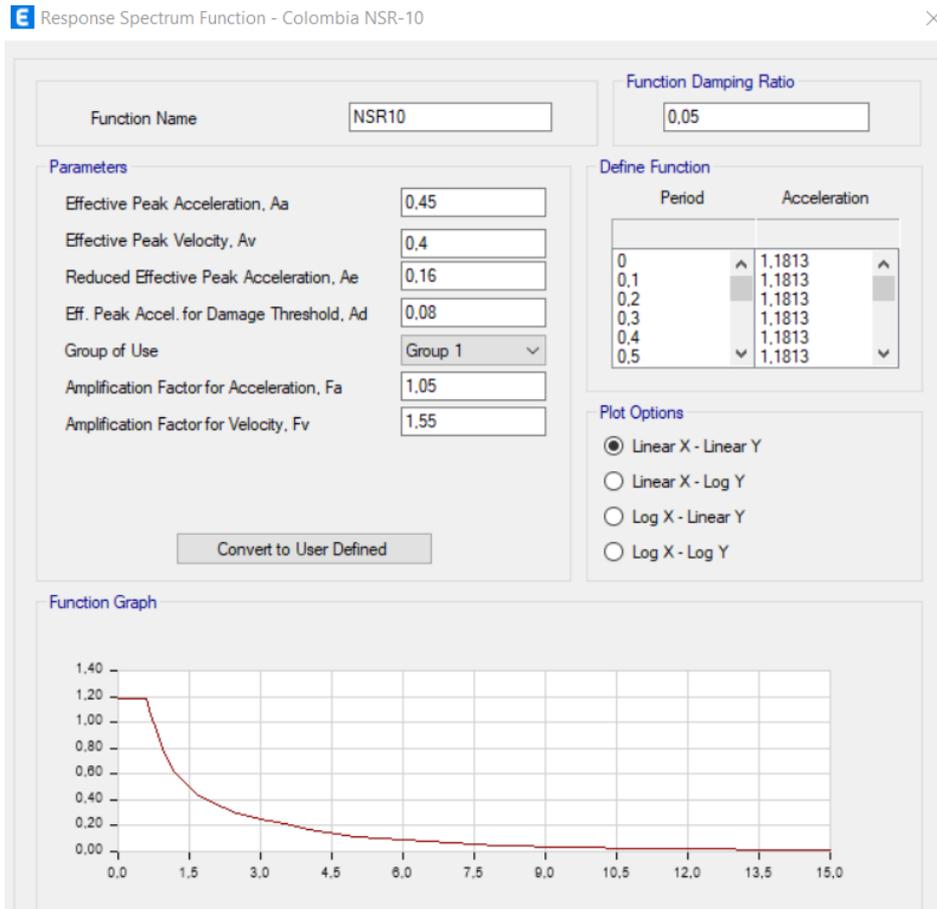


Figura 2.60. Definición espectro elástico de aceleraciones Colombia en ETABS

2.7.4 Definición de cargas Colombia

Para la definición de cargas en Colombia revisar el apartado 2.6.4, en el cual se describe los patrones de cargas. Es necesario mencionar que la definición de los patrones de carga de sismo estáticos es únicamente para asegurar la relación del 80% con el sismo dinámico, para poder definir estos patrones de sismo estático es necesario calcular el coeficiente de cortante basa "C" y el coeficiente "k" que es dependiente del período.

La NSR-10 en su capítulo A.4.3 presenta una metodología para el cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes, de este capítulo se puede obtener la información necesaria para el cálculo de "C" y "k".

A.4.3 — FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

A.4.3.1 — El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M \quad (\text{A.4.3-1})$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6 para el período T de la edificación.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (\text{A.4.3-2})$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (\text{A.4.3-3})$$

donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Figura 2.61. Metodología para el cálculo de fuerzas sísmicas (AIS, 2010)

Es necesario conocer el período de la estructura para calcular “C” y “k”, el cual es de 0.58 segundos y será calculado con la metodología aproximada de la NSR-10 en el apartado 2.7.5. Una vez determinado el período fundamental de la edificación se puede obtener el valor de K mediante la ecuación $0.75+0.5T$, dando un resultado de 1.0413.

Para el cálculo del coeficiente de cortante basal la NSR-10 en la ecuación A.4.3-1 proporciona la ecuación para el cálculo del cortante basal, donde el termino “ S_a ” es el correspondiente al coeficiente de cortante basal, para encontrar el valor de “ S_a ” es necesario regresar al apartado 2.2.2, donde se definió el espectro inelástico/reducido de aceleraciones, para encontrar S_a se debe buscar en la **Tabla 2.6** el valor correspondiente de aceleración para el período fundamental de la estructura ($T=0.58s$), siendo el valor de C igual a 0.169.

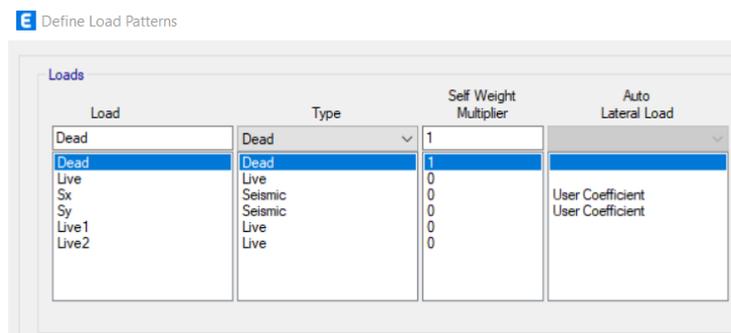


Figura 2.62. Definición patrones de carga Colombia

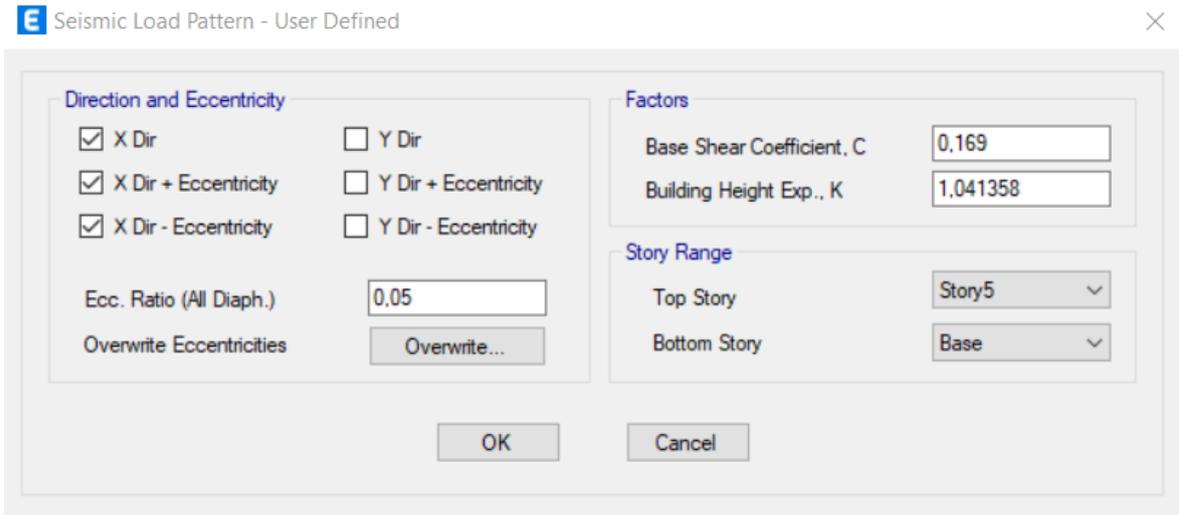


Figura 2.63. Definición sismo estático en X Colombia

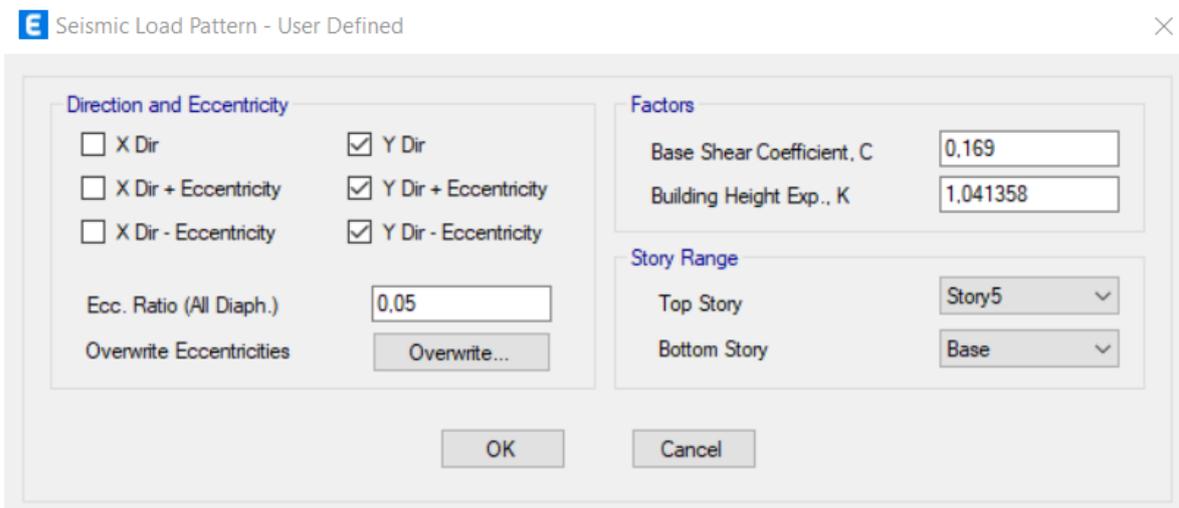


Figura 2.64. Definición sismo estático en Y Colombia

Al igual que el sismo estático se definió los casos de carga de sismo dinámico, acotando que se definirán 4 sismos dinámicos, 2 de ellos serán con el sismo inelástico/reducido y servirán para hacer las combinaciones de carga y los otros 2 serán con el sismo elástico o sismo sin reducir, estas últimas son necesarias para el cálculo de las derivas.

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nsr10directo	9.81

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.65. Definición sismo dinámico reducido en X Colombia

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Nsr10directo	9.81

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.66. Definición sismo dinámico reducido en Y Colombia

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NSR10	9.81

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.67. Definición sismo dinámico sin reducir para derivas en X Colombia

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NSR10	9.81

Add
Delete
 Advanced

Figura 2.68. Definición sismo dinámico sin reducir para derivas en Y Colombia

Ahora se puede definir todas combinaciones de cargas presentadas en la NSR-10, considerando que en las combinaciones donde actúe el sismo, solo se debe considerar los patrones de carga de sismo inelástico/reducido.

Tabla 2.31. Definición combinaciones de cargas Colombia

Combinaciones	
0.9D+SDX	1.2D+L1-SDY
0.9D+SDY	1.2D+L2+SDX
0.9D-SDX	1.2D+L2+SDY
0.9D-SDY	1.2D+L2-SDX
1.2D+1.6L	1.2D+L2-SDY
1.2D+1.6L1	1.2D+L+SDX
1.2D+1.6L2	1.2D+L+SDY
1.2D+L1+SDX	1.2D+L-SDX
1.2D+L1+SDY	1.2D+L-SDY
1.2D+L1-SDX	1.4D
Envolvente	

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.7.5 Revisiones del modelo Colombia

Es importante realizar la siguiente revisión, para asegurarse que el patrón de carga muerta este considerando el peso propio de los elementos estructurales.

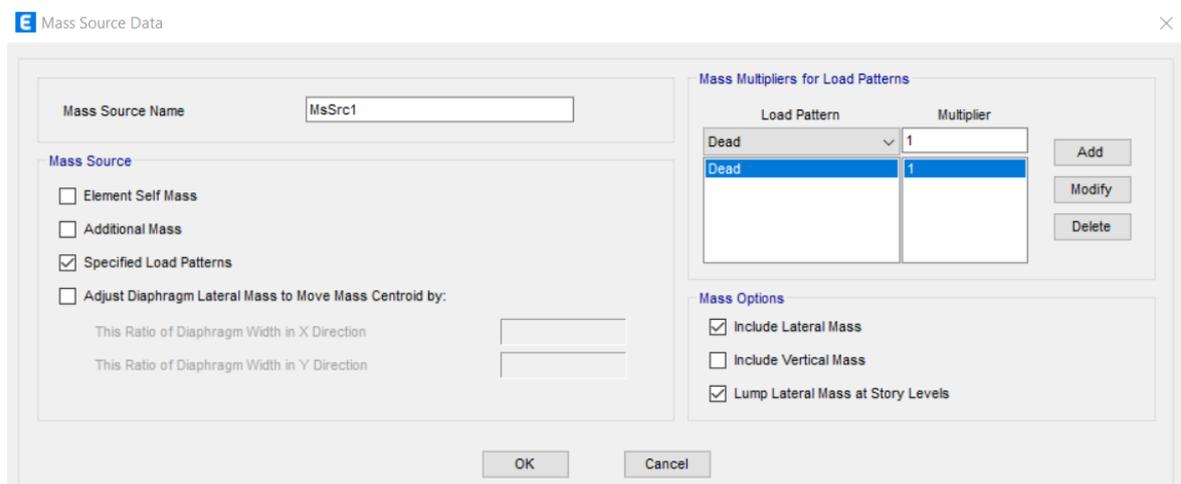


Figura 2.69. Verificación carga muerta Colombia

Dado que se trata de una estructura regular, la NSR-10 establece que, para asegurar un correcto análisis dinámico, se debe garantizar que el cortante basal por sismo dinámico sea al menos el 80% del cortante basal por sismo estático.

Name	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	0,169	1,041358		
Sx(1/3)	0,169	1,041358	1609,61704	272,0253
Sx(2/3)	0,169	1,041358	1609,61704	272,0253
Sx(3/3)	0,169	1,041358	1609,61704	272,0253
Sy	0,169	1,041358		
Sy(1/3)	0,169	1,041358	1609,61704	272,0253
Sy(2/3)	0,169	1,041358	1609,61704	272,0253
Sy(3/3)	0,169	1,041358	1609,61704	272,0253

Figura 2.70. Cortante basal por sismo estático Colombia

Output Case	FX tonf	FY tonf
SDX	218,8556	0,1413
SDY	0,1406	218,6631

Figura 2.71. Cortante basal por sismo dinámico Colombia

La relación entre el cortante basal dinámico y estático es superior al 80% para ambos ejes, con un factor de escala de 10.1 en “x” y 10.05 en “y”, por lo que se garantiza un correcto análisis dinámico.

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nsr10directo	10,1

Advanced

Figura 2.72. Definición sismo dinámico modificado en X Colombia

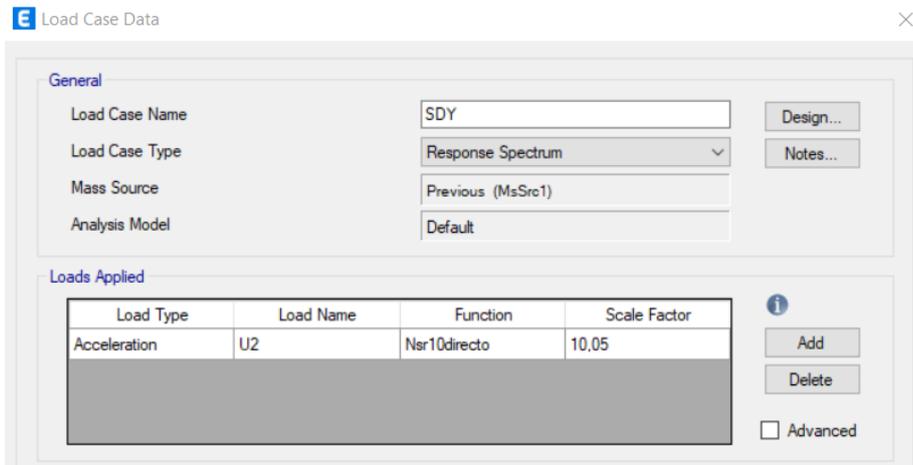


Figura 2.73. Definición sismo dinámico modificado en X Colombia

Nota: Se debe poner el mismo factor de escala para los casos de carga de sismo dinámico destinados al cálculo de derivas.

Es indispensable verificar el período de la estructura, para ello la NSR-10 facilita una metodología aproximada para el cálculo del período previo a la modelación, el cual tiene una tolerancia máxima del 10% al compararlo con el período obtenido del modelo.

A.4.2.2 — Alternativamente el valor de T puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a , que se obtenga por medio de la ecuación A.4.2-3.

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (\text{A.4.2-3})$$

donde C_t y α tienen los valores dados en la tabla A.4.2-1.

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Figura 2.74. Método aproximado para el cálculo del período de vibración (AIS, 2010)

Tabla 2.32. Cálculo período de vibración Colombia

Ct	0,047
α	0,9
hn	16,4
T	0,58271651
1,1T	0,641

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0,641

Figura 2.75. Período de vibración de Colombia ETABS

El período fundamental del modelo se encuentra en los límites de tolerancia del 10% establecido en la NSR-10, por lo que el modelo se da como válido.

$$0.641 \leq 0.641 \text{ Ok}$$

Finalmente se debe comprobar el correcto comportamiento modal de la estructura.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0,641	0,7788	0,0002	0,0023
Modal	2	0,639	0,0002	0,7806	1,077E-05
Modal	3	0,54	0,0022	1,404E-05	0,7808

Figura 2.76. Revisión modal Colombia

2.7.6 Control de derivas Colombia

El control de derivas se realizó considerando el sismo dinámico sin reducir y utilizando la información del capítulo A.6.4 de la NSR-10, el cual permite reducir la deriva máxima al 70%, y esta nueva deriva máxima debe ser menor que la deriva máxima admisible, que para Colombia la NSR-10 permite el 1% de deriva admisible.

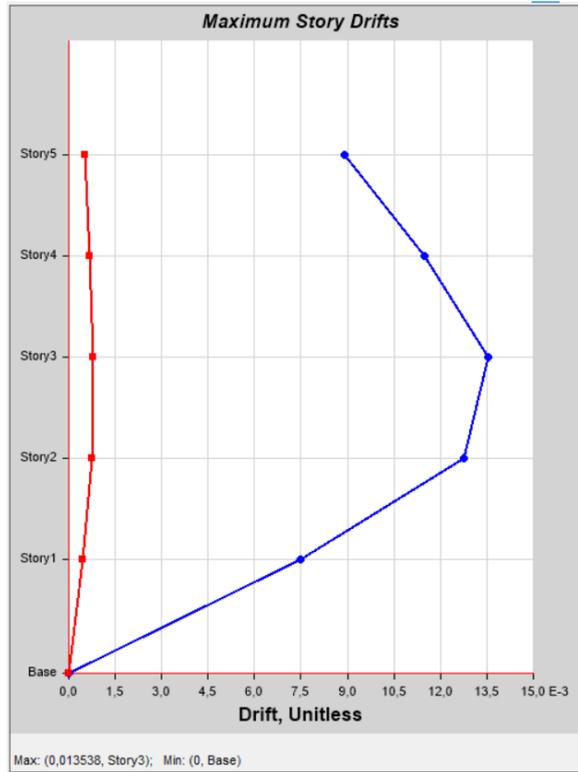


Figura 2.77. Deriva por sismo dinámico sin reducir Colombia Eje x

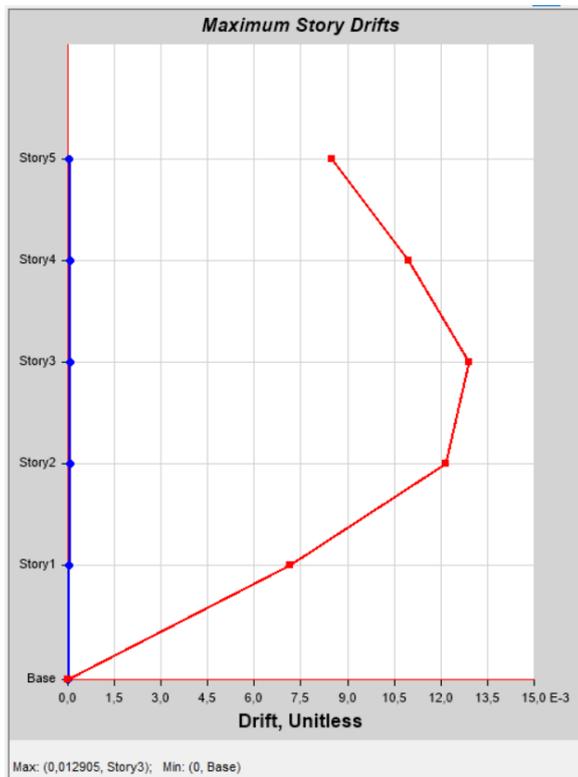


Figura 2.78. Deriva por sismo dinámico Colombia Eje y

Tabla 2.33. Control de derivas Colombia

	Δi	$\Delta_{max}=0,70*\Delta i$	$\Delta_{max} \%$	Δ_{adm}	$\Delta_{max}\% < \Delta_{adm}$
Δ_{ix}	0,013538	0,0094766	0,95%	1%	Ok
Δ_{iy}	0,012905	0,0090335	0,90%	1%	Ok

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.8 Diseño de elementos estructurales

En este apartado de diseño de elementos estructurales, la metodología de diseño para ambos países fue la misma, dado que la NEC-15 y NSR-10 están basadas en el ACI 318. Por este motivo únicamente se explicará una única vez la metodología para el diseño de cada elemento estructural.

2.8.1 Diseño de vigas

2.8.1.1 Diseño a flexión

Empezando por el diseño, primero se diseñará las vigas a flexión con los lineamientos de ACI-318 para ello se necesita obtener los momentos requeridos de cada una de las vigas modeladas en ETABS, el momento a tomar en cuenta será el generado por la envolvente de diseño. Una vez obtenidos los momentos, se debe verificar que la resistencia de diseño sea mayor o igual que el momento requerido ($M_u \leq \Phi M_n$), el factor de reducción de resistencia Φ es igual a 0.9 para flexión.

El siguiente paso es calcular el acero mínimo de la sección, para ello el ACI-318 propone 2 ecuaciones, de las cuales se debe tomar el mayor.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

Ecuación 2.13. Acero mínimo vigas (ACI 318, 2019)

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

Ecuación 2.14. Acero mínimo simplificado vigas (ACI 318, 2019)

Donde

$f'c$: es la resistencia a compresión de hormigón en kg/cm^2 .

f_y : la resistencia a fluencia del acero de refuerzo en kg/cm^2 .

b_w : longitud de la base de la viga en centímetros.

d : es el peralte efectivo medido desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del acero longitudinal en tracción, medido en centímetros.

También es necesario calcular el acero máximo de la sección, para no sobrecargar de acero a la sección de viga y así evitar una falla frágil.

$$A_{smax} = 0.5 * \left[0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \right] * b * d$$

Ecuación 2.15. Acero máximo viga (Correa, 2020)

Para determinar el acero longitudinal que necesita la viga es necesario calcular el momento nominal, para ello únicamente se debe despejar el momento nominal de la siguiente igualdad $M_u = \Phi M_n$, donde resulta que el momento nominal es igual a la división del momento requerido para el factor de reducción de resistencia ($M_n = M_u / \Phi$), una vez obtenido el momento nominal, se puede usar la siguiente ecuación cuadrática para obtener el acero longitudinal.

$$0 = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) - M_n$$

Ecuación 2.16. Acero longitudinal (Correa, 2020)

Nota: se debe escoger la raíz positiva de la ecuación.

Para culminar con el diseño a flexión, es importante tomar las siguientes consideraciones de armado expuestas en el ACI-318.

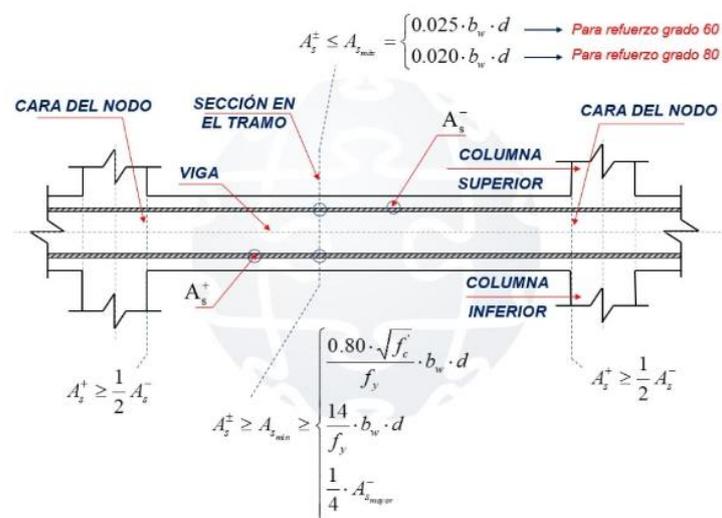


Figura 2.79. Requisitos acero longitudinal (Institute, 2021)

2.8.1.2 Diseño a corte

Para realizar el diseño a corte, es necesario obtener los cortantes por carga vertical (V_{cv}) de cada una de las vigas a diseñar, estos serán obtenidos del modelo de ETABS. El cortante por carga vertical es necesario para encontrar el cortante requerido (V_u) de la sección, ya que este se calcula mediante suma del cortante por carga vertical más el cortante hiperestático (V_{hip}).

$$V_u = V_{cv} + V_{hip}$$

Ecuación 2.17. Cortante requerido (ACI 318, 2019)

El cortante hiperestático nace de los momentos probables generados en los nodos por el acero de refuerzo longitudinal.

$$M_{pr} = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Ecuación 2.18. Momento probable (ACI 318, 2019)

Donde $\alpha=1.4$

$$V_{hip} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{ln}$$

Ecuación 2.19. Cortante hiperestático (ACI 318, 2019)

También es necesario calcular la resistencia a cortante del hormigón (V_c), de ser este mayor o igual que la mitad del cortante requerido (V_u), se considerará como 0, de no ser el caso se lo debe calcular con la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \lambda$$

Ecuación 2.20. Resistencia a cortante del hormigón (ACI 318, 2019)

Una vez obtenida la resistencia a cortante del hormigón se puede obtener la resistencia nominal a corte.

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 2.21. Resistencia nominal a corte (ACI 318, 2019)

$$V_u = \phi V_n$$

Ecuación 2.22. Resistencia requerida (ACI 318, 2019)

Donde V_s es la resistencia a corte otorgada por el refuerzo transversal.

Realizando la sustitución de la resistencia nominal a corte por el cortante de diseño reducido (ΦV_n), se obtiene una ecuación que permite calcular la resistencia a corte del acero (V_s).

$$V_s = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi}$$

Ecuación 2.23. Resistencia a corte del acero (ACI 318, 2019)

Es importante realizar la siguiente revisión:

$$V_s \leq 4V_c$$

$$V_s \leq 2.2\sqrt{f'_c} * b_w * d * \lambda$$

Ecuación 2.24. Revisiones de resistencia a corte del acero (ACI 318, 2019)

Finalmente se puede calcular el área de acero transversal necesaria para resistir el cortante.

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

Ecuación 2.25. Acero de refuerzo transversal (ACI 318, 2019)

Donde “s” es el espaciamiento máximo entre los ramales, el cual será calculado en base a la siguiente condición.

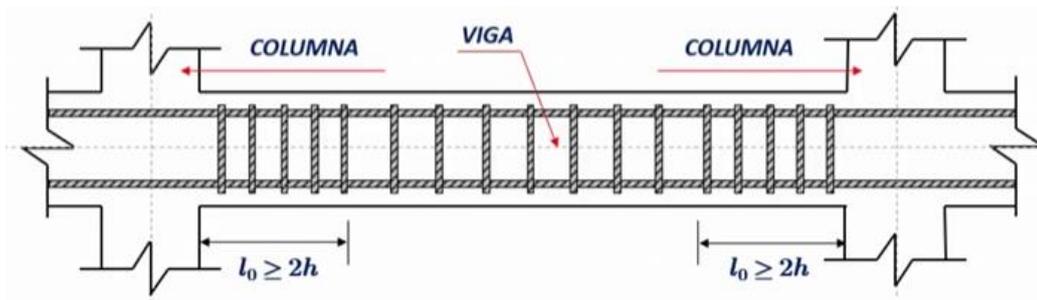
$$s_{lo} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6d_b \text{ longitudinal más pequeña}; 15\text{cm}\right)$$

Ecuación 2.26. Espaciamiento máximo para la zona de confinamiento (ACI 318, 2019)

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2}; 2s_{lo}; 30\text{cm}\right)$$

Ecuación 2.27. Espaciamiento máximo para la zona central (ACI 318, 2019)

En la siguiente figura se puede observar el detalle de la zona de confinamiento l_0 y el resto de la viga es la zona central.



Ecuación 2.28. Zona de confinamiento de una viga (*Institute, 2021*)

2.8.1.3 Ejemplo diseño de viga

Para el ejemplo de cálculo se utilizará la viga del eje A del piso 5 de Ecuador. Primero se extrae los momentos generados por la envolvente y establecer los datos principales de la viga.

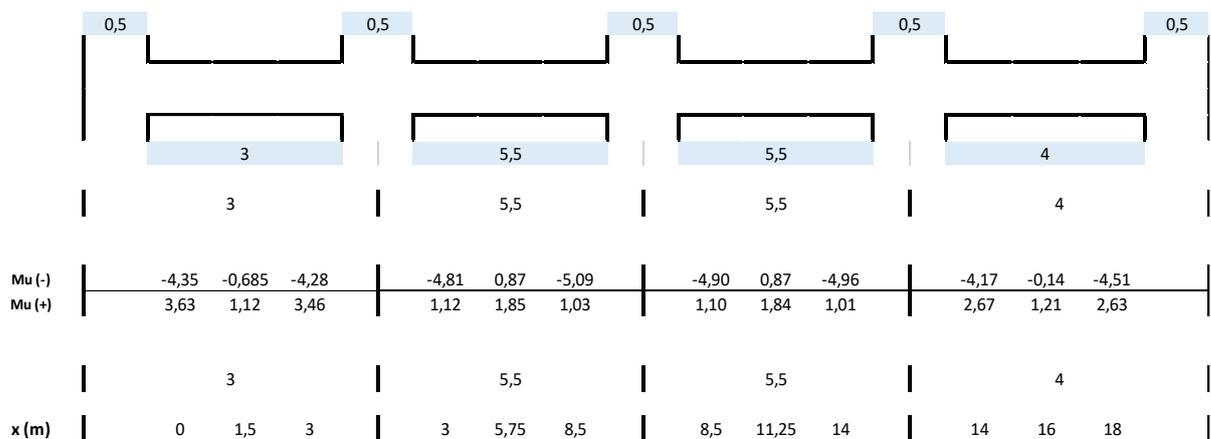


Figura 2.80. Momentos para diseño a flexión

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Nota: "x" en la figura anterior es la posición donde está el momento.

DATOS				
$f'c =$	280	kg/cm ²		
$f_y =$	4200	kg/cm ²		
$\beta_1 =$	0,85			
$\Phi =$	0,9			
$\Phi_{corte} =$	0,75		$A_{s_{min}}$ [cm ²]	2,90
$r =$	6	cm	$A_{s_{max}}$ [cm ²]	12,57
$d =$	29	cm	$1/4 A_{s_{(zona armada)}}$	1,22

REVISIÓN DE CAPACIDAD

Mu_{max} [T·m]	5,09
As_{max} [cm ²]	12,572
Mn_{max} [T·m]	13,36
ΦMn_{max} [T·m]	12,024

Mu_{max}		ΦMn_{max}
5,09	<	12,024
OK		

Figura 2.81. Diseño a flexión

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Ahora se calculará todos los aceros longitudinales en base al momento nominal, para luego encontrar el acero comercial que cubra la demanda de acero, es importante que las varillas utilizadas sean de máximo 3 diámetros consecutivos, esto para asegurar la fluencia sea la misma.

Acero corregido												
As (-)	4,14	2,90	4,07	4,60	2,90	4,89	4,70	2,90	4,76	3,97	2,90	4,30
As (+)	3,43	2,90	3,26	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90
Acero corregido corregido												
As (-)	4,14	2,90	4,60	4,60	2,90	4,89	4,89	2,90	4,76	4,76	2,90	4,30
As (+)	3,43	2,90	3,26	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90
ACERO COMERCIAL												
Acero Base												
φ	18											
As base (-)	2	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
As base (+)	2	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
φ	16											
As base (-)	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09
As base (+)	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
As base (-)	OK											
As base (+)	OK											
Acero de Refuerzo												
φ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
As ref (-)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
As ref (+)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
φ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
As ref (-)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
As ref (+)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acero total colocado												
As (-)	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09
As (+)	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
	OK											
	OK											

Figura 2.82. Diseño a flexión

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Una vez culminado el diseño a flexión, se puede continuar con el diseño a corte, donde se obtendrá de ETABS el cortante de carga vertical y se calculará el momento probable para calcular el cortante hiperestático. Con estos dos cortantes se puede obtener el cortante requerido.

DISEÑO A CORTE

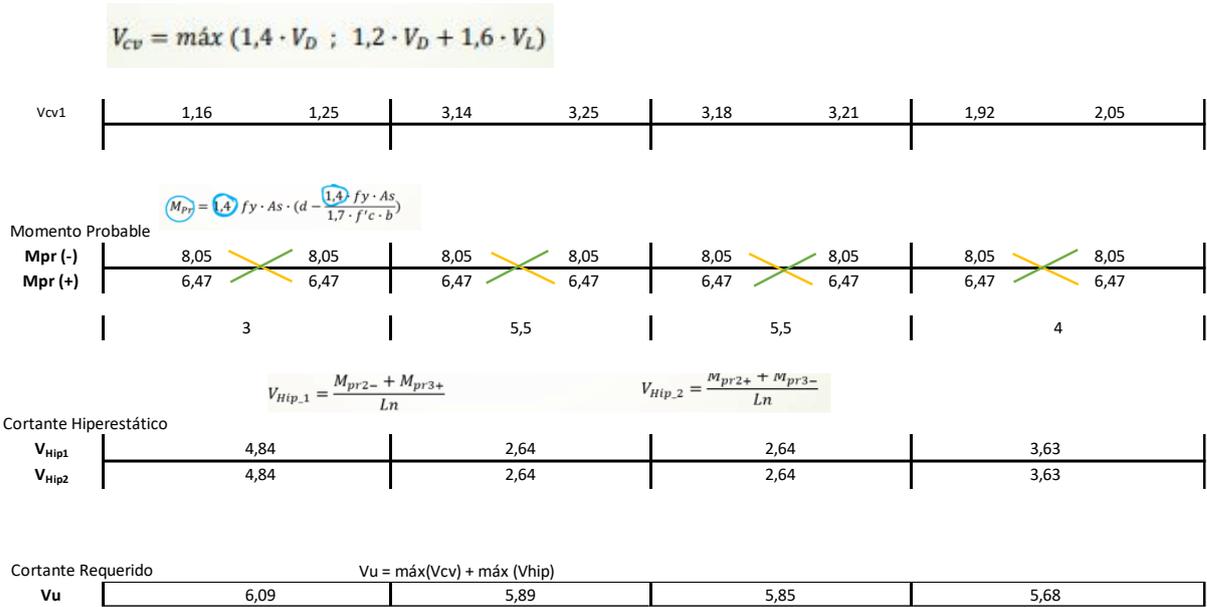


Figura 2.83. Diseño a corte

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Finalmente se procede a calcular la resistencia a corte del acero transversal y poder calcular el acero de refuerzo transversal con su respectivo espaciamiento.

Requisitos

$$V_c = 0 \rightarrow \text{Si } V_{sismo} > \frac{1}{2} V_u \quad V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \cdot \lambda$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad V_s = \frac{\phi \cdot V_n - \phi \cdot V_c}{\phi} \quad V_{sismo} = V_{HIP}$$

Resistencia a corte proporcionada por el Hormigón

Vc	0,00	7,72	7,72	0,00
----	------	------	------	------

Resistencia a corte proporcionada por el Acero

Vs	8,12	0,14	0,09	7,58
----	------	------	------	------

$V_s = 32,027$ $V_s > V_c$ OK

$$V_s \leq 2,2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \cdot \lambda$$

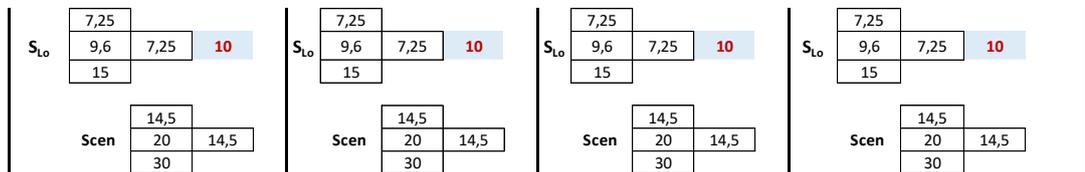
$V_c = 7,7157$
 $4 \cdot V_c = 30,863$

$V_s < 4 \cdot V_c$
 $V_s \leq 4 \cdot V_c$ OK

to de Refuerzo Transversal

En la Zona Lo: $s \leq \min \left(\frac{d}{4}, 6 \cdot \phi_{\text{barra longitudinal más pequeña}}, 15 \text{ cm} \right)$

En la Zona Central: $s \leq \min \left(\frac{d}{2}, 2 \cdot s_{Lo}, 30 \text{ cm} \right)$



Espaciamiento

S _{Lo} (cm)	10,00	10,00	10,00	10,00
Scen (cm)	14,50	14,50	14,50	14,50

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

I Refuerzo Transversal

Av _{min} (cm ²)	0,250	0,250	0,250	0,250
Av (cm ²)	0,67	0,01	0,01	0,62

Ramales

1 Estribo = 2 Ramales

$$N^{\circ} \text{ Ramales} = \frac{A_v}{\text{Área transversal del Estribo}}$$

Área transversal del Estribo = $\phi_{\text{estribo}} \cdot 0,79 \text{ cm}^2$

R	0,85	0,01	0,01	0,79
R →	2	2	2	2
	@10cm y 14,5cm 1Estribo	@10cm y 14,5cm 1Estribo	@10cm y 14,5cm 1Estribo	@10cm y 14,5cm 1Estribo

Figura 2.84. Diseño a corte

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.8.2 Diseño de losa

Para el diseño de la losa se modeló la losa en ETABS, generando cada nervio individualmente para luego correr el diseño de vigas y así obtener el acero negativo y positivo necesario para cada nervio.

Primeramente, se generó una sección de viga rectangular para simular un nervio de 10x20 cm, las losas alivianadas deben ser consideradas como un conjunto de vigas T, pero en este caso se optó por realizar una simplificación, cambiando las vigas T por una viga

rectangular sin agrietar, esto dado que la inercia de una viga T es equivalente a 2 veces la inercia de su alma, lo que se compensaría con el agrietamiento de $0.5I_g$ en vigas rectangulares. Adicionalmente se eliminó el peso propio del elemento, para luego asignar una única carga muerta distribuida que fue calculada en el apartado 2.5.1.1 de prediseño de losa.

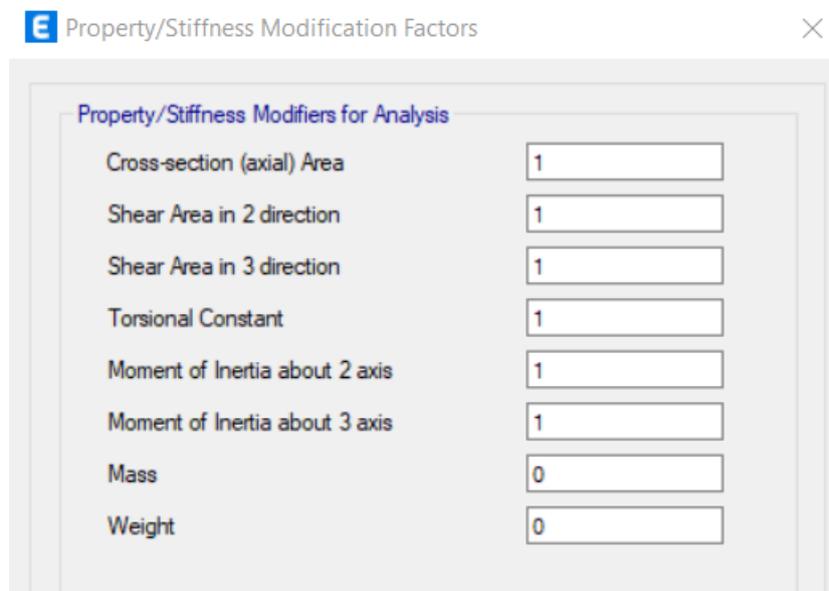
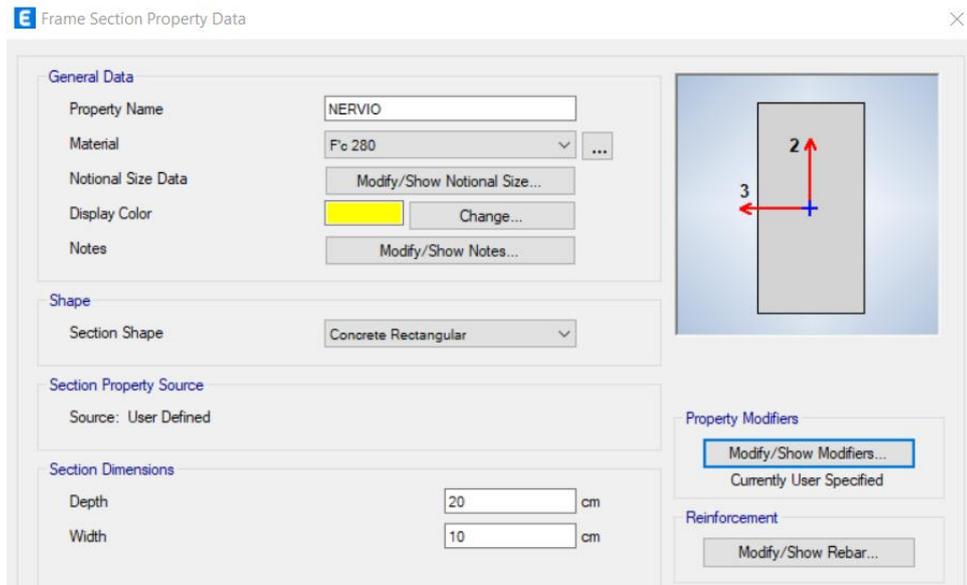


Figura 2.85. Definición de nervio

También se generó una sección de losa tipo membrana de espesor despreciable, la cual tendrá la única función de transmitir la carga muerta y viva a los nervios.

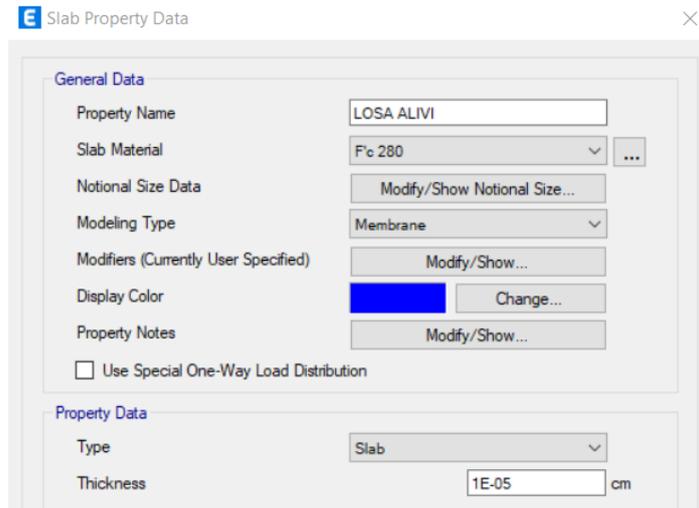


Figura 2.86. Sección de loseta despreciable

Luego se dibujó cada nervio espaciado desde su centroide 50cm, este espaciamiento es para simular el espacio vacío que se quedará luego de remover los alivianamientos. Es importante verificar que estos elementos “nervios” sean continuos dentro del modelo, para que de esta forma tengan la capacidad de transmitir momento a las vigas. Adicionalmente se dibujó la sección de losa previamente definida en toda la superficie correspondiente.

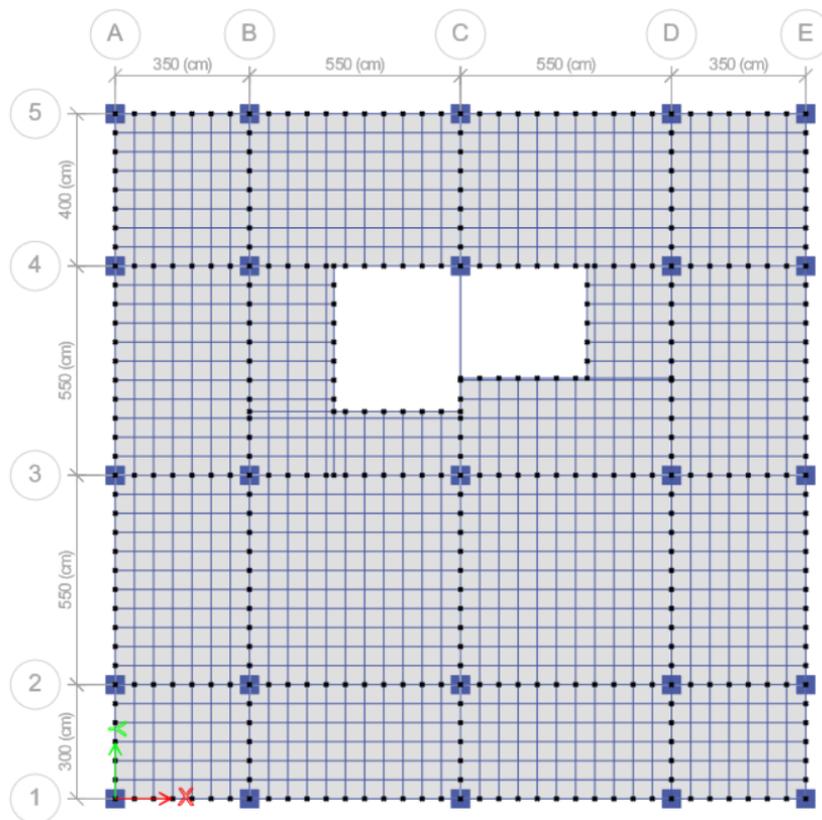


Figura 2.87. Vista en planta nervios

Una vez con los elementos dibujados se procede a la asignación de cargas, para esto se generó una envolvente que únicamente considere las combinaciones de carga vertical, esto se debe a que los nervios no son parte del sistema de resistencia sísmica, solo son los encargados de transmitir los esfuerzos a las vigas. Las cargas uniformemente distribuidas asignadas a la losa de espesor despreciable fueron 250kg/m² de carga muerta para ambos países, 200kg/m² de carga viva en Ecuador y 180kg/m² de carga viva en Colombia.

Con todos los elementos generados se procede a correr el diseño de vigas bajo el ACI 318-19, después se extrae los datos de acero calculado por el ETABS para cada uno de los nervios.



Figura 2.88. Ejemplo acero de un nervio ETABS

Story	Label	UniqueName	DesignSect	AsTop cm ²	AsBot cm ²
Story4	B250	1247	NERVID	1,41	0,68
Story4	B260	1297	NERVID	1,41	0,67
Story4	B263	1312	NERVID	1,4	0,67
Story1	B251	1255	NERVID	1,4	0,67
Story1	B252	1260	NERVID	1,4	0,67
Story1	B261	1305	NERVID	1,4	0,67
Story1	B262	1310	NERVID	1,4	0,67
Story4	B253	1262	NERVID	1,39	0,67
Story1	B95	700	NERVID	1,39	0,67
Story2	B251	1254	NERVID	1,38	0,66
Story2	B261	1304	NERVID	1,38	0,66
Story4	B251	1252	NERVID	1,37	0,66
Story4	B261	1302	NERVID	1,37	0,66
Story4	B262	1307	NERVID	1,37	0,66
Story3	B251	1253	NERVID	1,37	0,66

Figura 2.89. Aceros nervios

Tras un filtrado de los datos de acero positivo y negativo, se determinó que para cubrir la demanda de acero positivo era suficiente con una varilla de 10 mm (0.79 cm²) en cada nervio, por otro lado, para el acero negativo se determinó como la suma de una malla

electrosoldada que trabajaría como acero de temperatura, más una varilla de refuerzo negativo de 10 mm en cada nervio, los aceros de refuerzo estarán detallados en el apartado 2.9.

Para determinar el acero de temperatura se consideró la siguiente fórmula:

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * A_g$$

Ecuación 2.29. Acero de temperatura (ACI 318, 2019)

Siendo A_g el área geométrica de la loseta, se considerará un corte de 1 metro de losa, dado que se necesita conocer la contribución que tendrá acero de temperatura al acero calculado por ETABS.

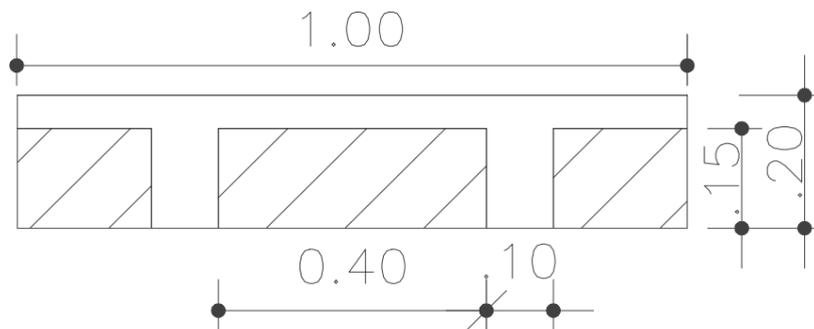


Figura 2.90. Corte de 1 metro de losa

Elaborado por: Iñaki Cisneros

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * (100\text{cm} * 5\text{cm})$$

$$A_{S_{temp}} = 0.9\text{cm}^2$$

La losa necesita 0.9cm^2 de acero de temperatura cada metro, este acero de temperatura puede ser cubierto por una malla electrosoldada de $4\text{mm}@10\text{cm}$ ($1.25\text{ cm}^2/\text{m}$) en Ecuador y en Colombia una malla electrosoldada de $5\text{mm}@15\text{cm}$ ($1.30\text{ cm}^2/\text{m}$).

2.8.3 Diseño de columna

Se realizará un diseño a flexo-compresión para las columnas, haciendo uso del “diseñador de secciones” de ETABS, donde se puede obtener los diagramas de interacción de cada sección de columna. Del modelo computacional también se obtendrá los puntos de diseño, los cuales corresponde a las combinaciones más grandes de axial y momento.

Para calcular el acero transversal de la columna se realizará un diseño a corte por capacidad y otro por confinamiento, de los cuales se escogerá el que necesite mayor refuerzo transversal.

Iniciando por el diseño a corte por capacidad, es necesario definir el cortante requerido por capacidad.

$$V_{u \text{ capacidad}} = \frac{2 * M_b}{H_n}$$

Ecuación 2.30. Cortante requerido por capacidad (Sosa, 2023)

Siendo M_b el momento balanceado y H_n la altura de entrepiso.

Ahora se calculará la resistencia del hormigón a corte (V_c) y la resistencia del acero transversal a corte (V_s).

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d * \lambda$$

Ecuación 2.31. Resistencia a cortante del hormigón (ACI 318, 2019)

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

Ecuación 2.32. Resistencia a corte del acero (ACI 318, 2019)

Antes de encontrar el acero de refuerzo transversal por corte, es importante definir la longitud de la zona de confinamiento y el espaciamiento máximo de los refuerzos en esta región. También se obtendrá el espaciamiento máximo en la zona central de la columna.

$$L_o = \max\left(\frac{h_n}{6}; bc; hc; 45cm\right)$$

Ecuación 2.33. Longitud mínima de la zona de confinamiento (ACI 318, 2019)

$$s_{L_o} = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{col}; 10cm\right)$$

Ecuación 2.34. Espaciamiento máximo para la zona de confinamiento (ACI 318, 2019)

$$s_c = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{col}; 15cm\right)$$

Ecuación 2.35. Espaciamiento máximo para la zona central (ACI 318, 2019)

Finalmente se puede obtener el acero de refuerzo transversal de la columna por cortante.

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

Ecuación 2.36. Acero de refuerzo transversal por corte (ACI 318, 2019)

Una vez determinado el área de acero de refuerzo por cortante, es necesario encontrar el área de acero de refuerzo por confinamiento, y elegir el más desfavorable.

Para encontrar el acero de refuerzo por confinamiento el ACI-318-19 propone escoger el acero más grande de las siguientes 3 ecuaciones.

$$Ash_1 = 0.3 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

Ecuación 2.37. Acero de refuerzo transversal por confinamiento 1 (ACI 318, 2019)

$$Ash_2 = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$$

Ecuación 2.38. Acero de refuerzo transversal por confinamiento 2 (ACI 318, 2019)

Nota: Ash3 únicamente aplica si $P_u > 0.3 \cdot f'c \cdot A_g$

$$Ash_3 = 0.2 \cdot s \cdot h'' \cdot k_f \cdot k_n \frac{P_u}{f_y \cdot A_c}$$

Ecuación 2.39. Acero de refuerzo transversal por confinamiento 3 (ACI 318, 2019)

$$k_f = \frac{f'c}{1750} + 0.6 \geq 1$$

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

2.8.3.1 Ejemplo diseño columna

Para el ejemplo de diseño de columna, se utilizará una columna de 55x55cm perteneciente a Ecuador, la cual será definida en el diseñador de secciones de ETABS, para poder obtener las curvas del diagrama de interacción.

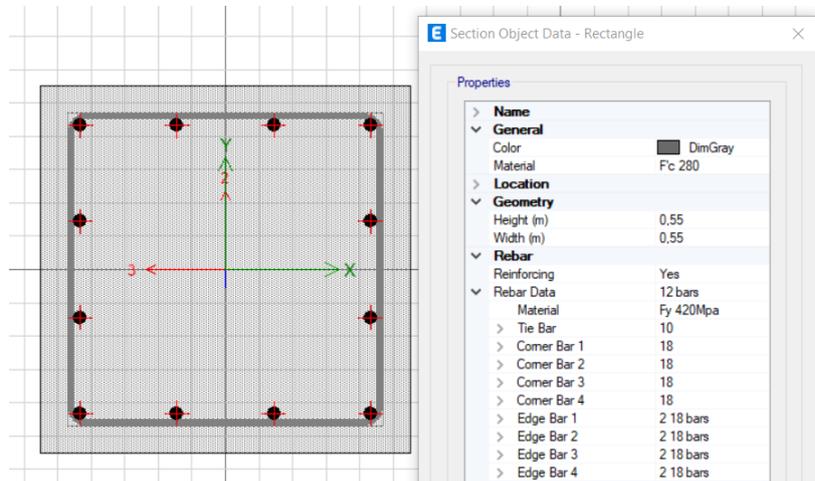


Figura 2.91. Definición de columna en el diseñador de secciones

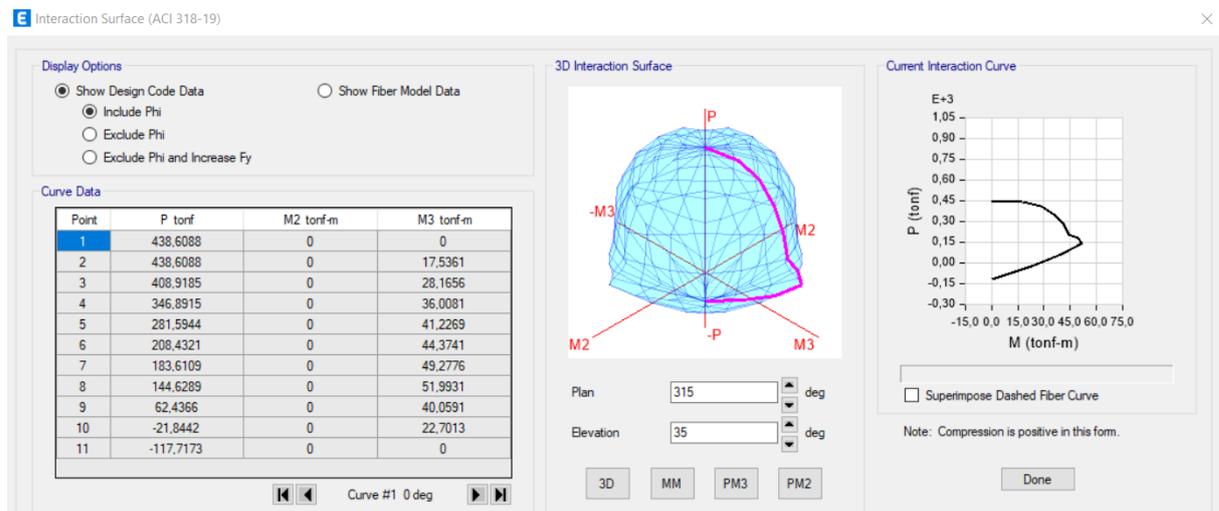


Figura 2.92. Diagrama de interacción ETABS

El diseñador de secciones de ETABS permite obtener las 3 curvas de interacción necesarias para el diseño de una columna: la curva nominal, probable y última. También es necesario encontrar los puntos de diseño, estos son obtenidos de ETABS y responden a la mayor combinación de fuerza axial y momento a los que está sometida la columna.

Nota: como se trata de una columna cuadrada el diagrama de interacción será el mismo para ambas direcciones.

Tabla 2.34. Valores de las curvas última, nominal y probable

Point	Ultimo		Nominal		Probable	
	Ptonf	M3 ton-m	Ptonf	M3 ton-m	Ptonf	M3 ton-m
1	438,61	0,00	674,78	0,00	700,94	0,00
2	438,61	17,54	674,78	26,98	700,94	29,33
3	408,92	28,17	629,11	43,33	640,01	45,69
4	346,89	36,01	533,68	55,40	543,85	57,59
5	281,59	41,23	433,22	63,43	441,70	65,26
6	208,43	44,37	320,66	68,27	326,61	69,55
7	183,61	49,28	242,79	65,16	234,66	68,11
8	144,63	51,99	160,70	57,77	144,35	60,52
9	62,44	40,06	69,37	44,51	51,25	47,13
10	-21,84	22,70	-24,27	25,22	-46,07	27,58
11	-117,72	0,00	-130,80	0,00	-163,50	0,00

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tabla 2.35. Valores de puntos de diseño

P	M2	M3
tonf	tonf-m	tonf-m
156,585	22,685	26,2049
143,7545	25,4539	24,301
167,169	25,4917	22,036
188,8046	22,5425	22,7694
156,7712	22,4409	24,663
143,6489	25,1887	22,329
159,6597	22,2398	22,9147
159,1756	22,636	22,5028
139,4757	22,3121	23,5404
188,8046	22,5425	22,7694

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Una vez obtenidos los valores de las 3 curvas de interacción y los valores de los puntos de diseño, se realiza la gráfica en Excel, donde se puede observar que todos los puntos de diseño se encuentran dentro de la curva última y bajo el punto de falla balanceada ($P_b=320.66$ T, $M_b=68.27$ Tm), por lo que asegura una falla dúctil.

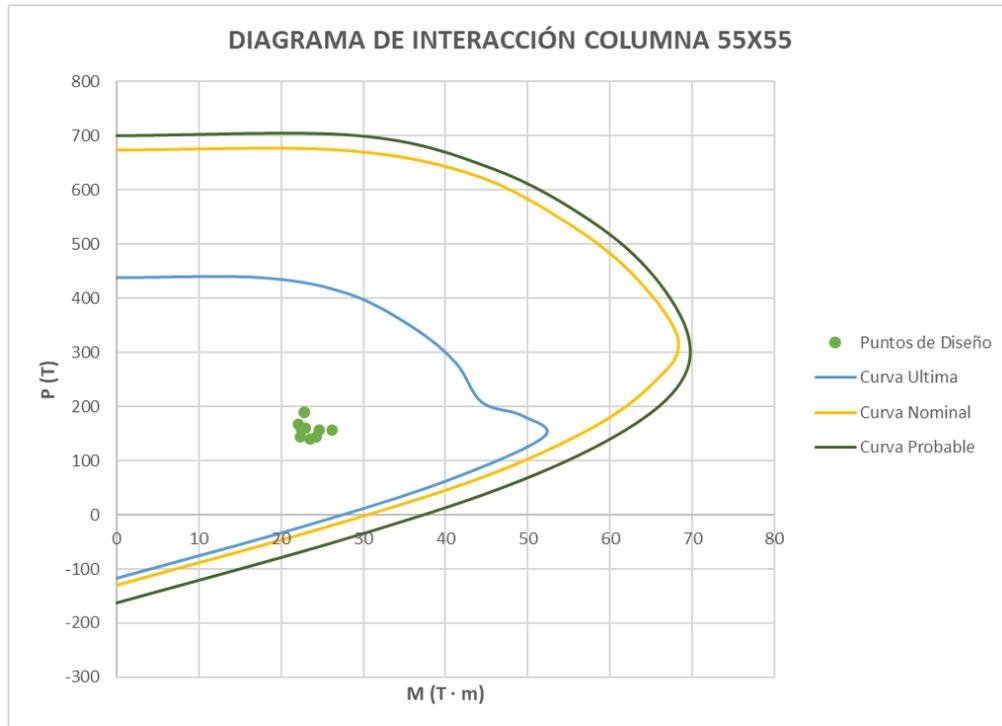


Figura 2.93. Diagrama de interacción columna 55x55

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Ahora se puede seguir con el diseño a corte de la columna, donde se calculará el acero de refuerzo transversal por cortante y por confinamiento, y se tomará el mayor de los 2.

DATOS

b =	55 cm	
h =	55 cm	
f'c =	280 kg/cm ²	
fy =	4200 kg/cm ²	
Es =	2100000 kg/cm ²	
Ag =	3025 cm ²	
Ast =	30,45 cm ²	12fi18
Hn =	3,2 m	
r =	4 cm	
ϵ_{cu} =	0,003	
ϵ_y =	0,002	
d_x =	51,00 cm	
d_y =	51,00 cm	
Mb =	68,2679 Tonf-m	

Figura 2.94. Datos columna

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Corte por Capacidad

$\Phi_{\text{corte}} =$	0,75		
	Dirección X	Dirección Y	
$Vu_{\text{capacidad}} =$	42,67	42,67	$Vu_{\text{capacidad}} = \frac{2 \cdot Mb}{Hn}$
$Vc =$	24,88	24,88	$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$
$Vs =$	32,01	32,01	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$
$4 \cdot Vc =$	99,51	99,51	
	OK	OK	$Vs \leq 4 \cdot Vc$

Espaciamiento - Zona de Confinamiento

$L_o =$	47,00 cm	$L_o = \max\left(\frac{hn}{6}; bc; hc; 45cm\right)$
$s_{L_o} =$	10,0 cm	$s_{L_o} = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{col}; 10cm\right)$

Espaciamiento - Zona Central

$s =$	10,8 cm	$s_c = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{col}; 15cm\right)$
-------	---------	---

Acero Refuerzo por Corte

	Dirección X	Dirección Y	
$A_{vmin} =$	0,46	0,46	cm^2
$A_v =$	1,49	1,49	cm^2
$\Phi_{\text{estribo}} =$	12	mm	
$A_{\text{estribo}} =$	1,13	cm^2	
# Ramales =	2	2	

$$Av_{min} = \min\left(0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{bw \cdot s}{fy_t}; 3.5 \cdot \frac{bw \cdot s}{fy_t}\right)$$

$$Av = \frac{Vs \cdot s}{fy \cdot d}$$

Figura 2.95. Diseño de columna por corte

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Acero Refuerzo por Confinamiento

	Dirección X	Dirección Y	
Ac =	2209	2209	
h'' =	47	47	
A_{sh1} =	3,47	3,47	cm
A_{sh2} =	2,82	2,82	cm
Pu =	188,80 T		
0.3 · f'c · Ag =	254,1 T		
No se toma en cuenta Ash3 Pu > 0.3 · f'c · Ag			
kf =	0,76		
kf =	1		
kn =	1,20		
A_{sh3} =	0,000	0,00	cm
A_{sh} =	3,47	3,47	cm
# Ramales =	4	4	

$$Ash_1 = 0.3 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{fy} \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$Ash_2 = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{fy}$$

$$kf = \frac{f'c}{1750} + 0.6 \geq 1$$

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

$$Ash_3 = 0.2 \cdot s \cdot h'' \cdot kf \cdot kn \frac{Pu}{fy \cdot Ac}$$

Figura 2.96. Diseño de columna por confinamiento

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Tras realizar los cálculos por corte y confinamiento, el diseño más desfavorable es obtenido por confinamiento, dando como resultado 4 ramales de 12mm en cada sentido.

Resumen

	Dirección X	Dirección Y
# Ramales =	4	4
1 Estribo =		2 ramales
# Estribos =	2	2
# Grapas =	0	0

Dirección X 2 estribos 0 grapa Φ 12 @ 10 cm

Dirección Y 2 estribos 0 grapa Φ 12 @ 10 cm

Figura 2.97. Resumen de refuerzo transversal

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.9 Detallamiento planos estructurales

Tanto la NEC-15 y la NSR-10 basan sus criterios de detalle estructural en el ACI-318, por lo que se utilizará los criterios del ACI-318 capítulo 25 para encontrar la longitud de los ganchos, longitudes de desarrollo, traslapes y demás detalles estructurales.

2.9.1 Longitud ganchos estándar de barras a tracción

En la siguiente imagen obtenida ACI-318-19 capítulo 25 se especifica las longitudes mínimas de los ganchos sometidos a esfuerzos de tracción.

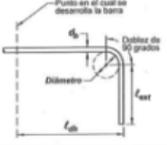
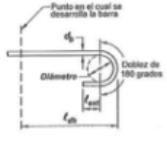
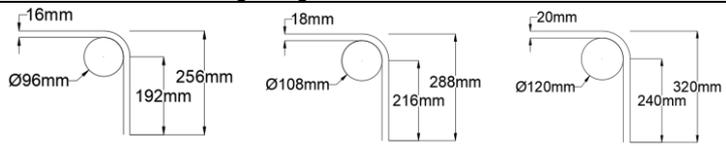
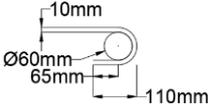
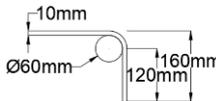
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado en mm	Extensión recta l_{ext} mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180°	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65mm	
	No.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

Figura 2.98. Ganchos estándar de barras a tracción (ACI 318, 2019)

Adicionalmente se presentará un resumen de la longitud de los ganchos estándar a tracción utilizados para la elaboración de los planos estructurales.

Tabla 2.36. Ganchos estándar de barras a tracción utilizados en planos de Ecuador y Colombia

Elemento	Longitud gancho estandar a tracción
Vigas-Columnas	
As+ Losa	
As- Losa	

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.9.2 Ganchos para estribos de confinamiento

Para encontrar los ganchos sísmicos de los estribos se recurrió a la siguiente tabla del ACI-318-19 capítulo 25.

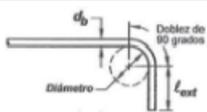
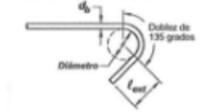
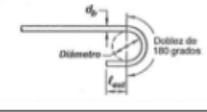
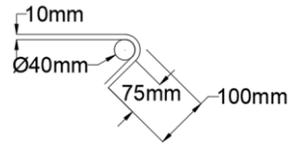
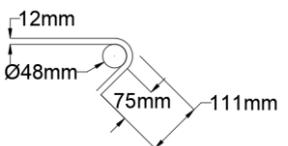
Tipo de gancho	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado en mm	Extensión recta l_{ext} mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No.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

Figura 2.99. Ganchos estándar para estribos de confinamiento (ACI 318, 2019)

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los ganchos sísmicos usados en los planos.

Tabla 2.37. Ganchos sísmicos utilizados en los planos de Ecuador y Colombia

Elemento	Longitud gancho estandar estribos de confinamiento
Vigas	
Columnas	

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.9.3 Longitudes de desarrollo

Se tomará el capítulo 25 del ACI-318 para el cálculo de la longitud de desarrollo para barras corrugadas a tracción (L_d).

Nota: " L_d " debe ser el mayor entre 30cm o el valor de " L_d " calculado con la siguiente tabla.

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 espaciamiento 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	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Figura 2.100. Longitud de desarrollo de barras a tracción (ACI 318, 2019)

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_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1

Figura 2.101. Coeficientes para el cálculo de longitud de desarrollo de barras a tracción (ACI 318, 2019)

Para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras a compresión (L_{dc}) el ACI-318 presenta la siguiente condición.

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

Para poder calcular el primer y tercer término se debe utilizar la siguiente tabla:

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

Figura 2.102. Coeficientes para el cálculo de longitud de desarrollo de barras a compresión (ACI 318, 2019)

Finalmente, para el cálculo de la longitud de desarrollo de ganchos estándar a tracción (L_{dh}) el ACI-318 establece la siguiente condición:

$$L_{dh} = \max(8d_b; 150\text{mm}; \frac{f_y * \Psi_e * \Psi_r * \Psi_o * \Psi_c}{23 * \lambda * \sqrt{f'_c}})$$

Los valores para obtener el tercer término se muestran a continuación.

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_s	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

Figura 2.103. Coeficientes para el cálculo de la longitud de desarrollo para ganchos de barras a tracción (ACI 318, 2019)

Adicionalmente se anexa las longitudes de desarrollo utilizadas para la elaboración de los planos estructurales.

Tabla 2.38. Longitudes de desarrollo utilizadas en los planos de Ecuador y Colombia

Acero Φ (mm)	Ld(cm)	Ldc(cm)	Ldh(cm)
10	38	20	20
16	61	31	31
18	68	35	35
20	94	38	39

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Nota: Las longitudes de desarrollo (Ld) para losas se extenderá desde la esquina de cada losa hasta un tercio de la longitud libre de la losa.

2.9.4 Traslapes

Para el cálculo de los traslapes se hará uso del capítulo 25 del ACI-318, en el cual se define 2 tipos de traslapes, uno para varillas a tracción (Lst) y otro para varillas a compresión (Lsc).

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

Figura 2.104. Longitud traslape de barras a tracción (ACI 318, 2019)

Para varillas a compresión se establece la siguiente condición:

$$L_{sc} = \max(0.071 * f_y * d_b; 300mm)$$

Como en los casos anteriores, se adjuntará la longitud de los traslapes utilizados en los planos estructurales de ambos países.

Tabla 2.39. Longitud traslape utilizadas en planos estructurales de Ecuador y Colombia

Acero Φ (mm)	Lst(cm)	Lsc(cm)
10	50	30
16	80	48
18	90	54

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.10 Análisis de precios unitarios y presupuesto

Dentro del análisis de precios unitarios, en ambos países únicamente se considerará los rubros relacionados con la estructura, y en base a estos se establecerá un presupuesto estructural referencial.

A continuación, se presenta una lista de los 5 rubros elegidos para ambos países.

Tabla 2.40. Lista de rubros

EST	ESTRUCTURA	
EST-001	HORMIGÓN ESTRUCTURAL VIGAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M ³
EST-002	HORMIGÓN ESTRUCTURAL COLUMNAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M ³
EST-003	HORMIGÓN ESTRUCTURAL LOSA 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M ³
EST-004	ACERO DE REFUERZO 4200kg/cm2 (figurado y colocado)	KG
EST-005	MALLA ELECTROSOLDADA Φ 4 mm @ 10 cm	M ²

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.10.1 APUS y presupuesto Ecuador

Para la elaboración de los APUS de Ecuador, se buscó información actual sobre el costo de los materiales, mano de obra y maquinaria, con fecha de corte 31 de enero de 2024. También es importante encontrar el rendimiento de la cuadrilla obrera y la maquinaria. Con la información recopilada se generó los APUS que se encuentran en el **Anexo III**.

En base a APUS y las cantidades de obra calculadas en base a los planos estructurales, se logró definir un presupuesto referencial para la estructura.

Tabla 2.41. Presupuesto estructural referencial Ecuador

EST	ESTRUCTURA		Cantidad	Precio unitario	Precio total
EST-001	HORMIGÓN ESTRUCTURAL VIGAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M³	112,13	\$238,38	\$26.728,36
EST-002	HORMIGÓN ESTRUCTURAL COLUMNAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M³	111,43	\$270,12	\$30.098,12
EST-003	HORMIGÓN ESTRUCTURAL LOSA 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M³	161,41	\$340,34	\$54.933,60
EST-004	ACERO DE REFUERZO 4200kg/cm2 (figurado y colocado)	KG	53568,83	\$2,03	\$108.744,72
EST-005	MALLA ELECTROSOLDADA Φ 4 mm @ 10 cm	M²	3052,47	\$4,13	\$12.606,72
PRESUPUESTO ECUADOR(DÓLAR)					\$233.111,52

Elaborado por: Iñaki Cisneros

2.10.2 APUS y presupuesto Colombia

Para elaborar los APUS de Colombia se tomó como referencia a los APUS de Ecuador, y únicamente se cambió los costos de mano de obra, materiales y maquinaria a los costos correspondientes de Colombia, estos APUS se encuentran en el **Anexo IV**. La moneda usada en Colombia fue el peso colombiano, para tener una referencia en dólares, el cambio utilizado fue de 1 dólar americano igual a 3846.15 pesos colombianos.

Tabla 2.42. Presupuesto estructural referencial Colombia

EST	ESTRUCTURA		Cantidad	Precio unitario	Precio total
EST-001	HORMIGÓN ESTRUCTURAL VIGAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M³	162,38	\$859.726,01	\$139.598.010,87
EST-002	HORMIGÓN ESTRUCTURAL COLUMNAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M³	149,03	\$806.794,06	\$120.232.484,79
EST-003	HORMIGÓN ESTRUCTURAL LOSA 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO	M³	161,41	\$1.142.409,43	\$184.394.021,28
EST-004	ACERO DE REFUERZO 4200kg/cm2 (figurado y colocado)	KG	57772,68	\$6.172,75	\$356.616.310,47
EST-005	MALLA ELECTROSOLDADA Φ 5 mm @ 15 cm	M²	3220,68	\$14.874,06	\$47.904.515,83
PRESUPUESTO COLOMBIA (PESO COLOMBIANO)					\$848.745.343,24
PRESUPUESTO COLOMBIA (DÓLAR)					\$220.673,79

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

3.1.1 Comparación espectros de diseño

Al realizar los espectros elásticos de aceleraciones bajo ambas normas, se evidenció que para la zona de estudio (Esmeraldas-Nariño) la NEC-15 propone un espectro más conservador que el obtenido con la NSR-10, teniendo una diferencia promedio de 0.2g para períodos cortos y 0.15g en períodos largos. También se puede observar que en el espectro de Colombia el período corto es menor que el de Ecuador, siendo 0.13 segundos más corto. Adicionalmente la NSR-10 establece una región extra de mayor decrecimiento de aceleraciones para períodos mayores al período largo.

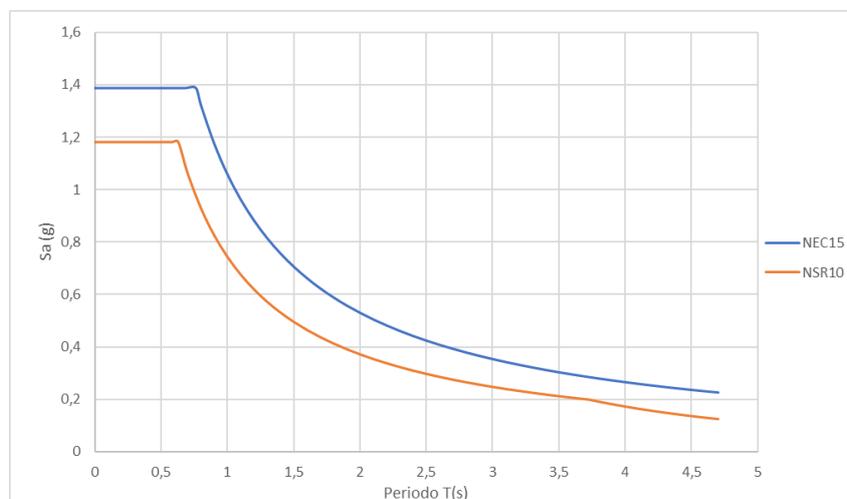


Figura 3.1. Comparativa espectros elásticos de aceleración

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Continuando con la comparativa, al momento de analizar los espectros inelásticos de aceleraciones de ambos países, se observa que la gran diferencia de aceleraciones que se encontraba en el espectro elástico desaparece, esto se debe a los factores de reducción sísmica, el cual en Ecuador tiene un valor de 8 y en Colombia de 7. Esta pequeña diferencia de una unidad genera que el espectro de Ecuador se vea más reducido que el de Colombia, pasando a ser una diferencia promedio de aceleraciones para períodos cortos de 0.007g y para períodos largos de 0.01g, lo que para fines de modelamiento y diseño estructural resultarían despreciables. Es importante resaltar que lo expresado en este párrafo es para un caso particular, el cual resulta ser para la región más sísmica de cada país, si se desea evaluar los espectros de diseño de otras zonas fronterizas, se recomienda realizar el análisis con las 2 normas.

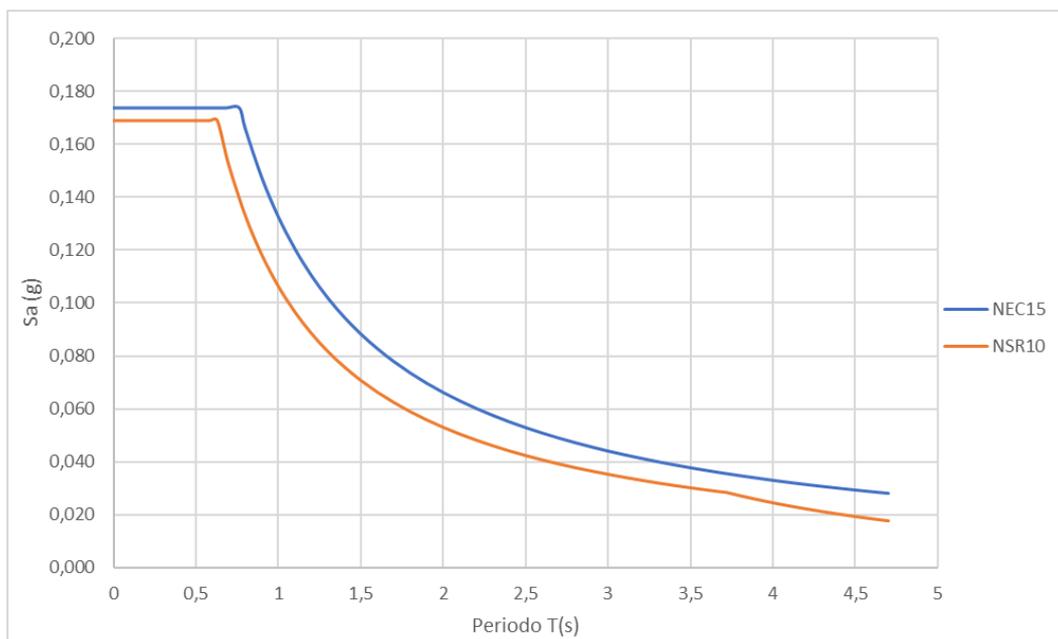


Figura 3.2. Comparativa espectros inelásticos de aceleración

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.2 Comparaciones de diseño y modelamiento

3.1.2.1 Módulos de elasticidad

En las primeras etapas de modelamiento estructural fue necesario definir factores como el módulo de elasticidad del hormigón y del acero. Donde la única diferencia entre la NSR-10 y la NEC-15 radica en el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón.

Tabla 3.1. Comparativa módulos de elasticidad del hormigón

Norma	Módulo elasticidad hormigón	Unidades	Ec (MPa)	Ec (kg/cm ²)
NEC-15	$E_c = 12500 * \sqrt{f'_c}$	kg/cm ²	20512,08	209165,01
NSR-10	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$	MPa	24629,07	251146,63

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Como se observa en la tabla anterior, la NSR-10 propone un módulo de elasticidad más alto que la NEC-15, lo que implica que el hormigón modelado en Colombia sea un 20% más rígido que el de Ecuador.

3.1.2.2 Inercias agrietadas

La NSR-10 propone un mayor agrietamiento de vigas y columnas, lo que influye directamente en la rigidez de los elementos estructurales. El aumento del agrietamiento en Colombia provoca tener que generar secciones más grandes para poder cumplir con requerimientos como las derivas.

Tabla 3.2. Comparativa de inercias agrietadas

Norma	Sección	Inercia agrietada
NEC-15	Columna	0,8 I _g
	Viga	0,5 I _g
NSR-10	Columna	0,7 I _g
	Viga	0,35 I _g

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.2.3 Cargas

La carga muerta calculada en Ecuador es mayor que la de Colombia por 66.67kg, esto se debe principalmente a la forma de calcular la carga muerta de paredes, en Ecuador fue necesario realizar un análisis detallado de la carga de las paredes, mientras que la NSR-10 proporciona información generalizada sobre el peso de los principales elementos que aportan carga muerta, como lo son las paredes.

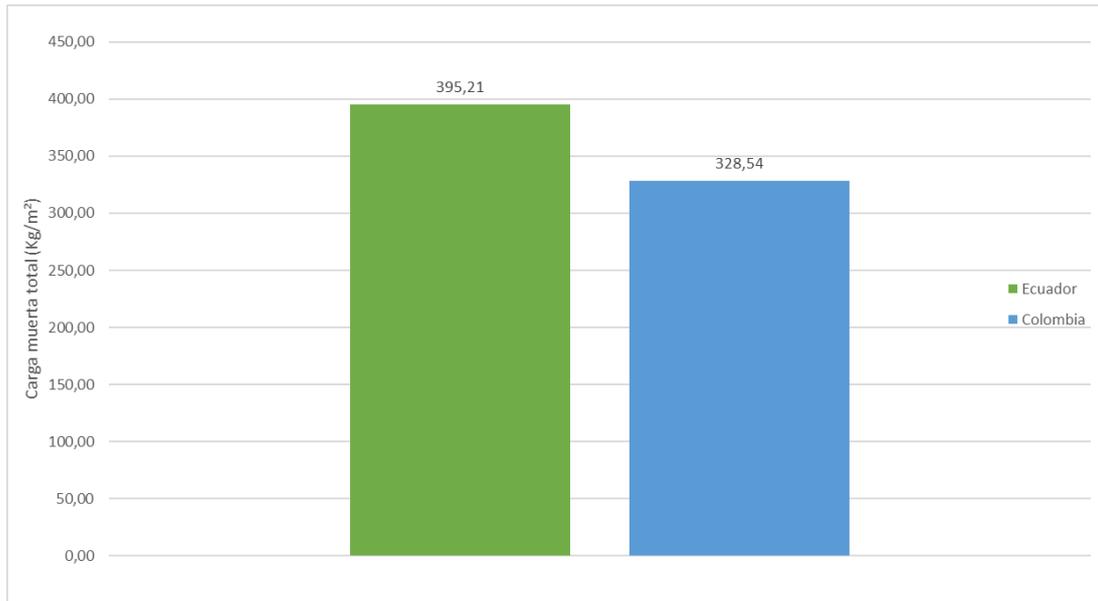


Figura 3.3. Comparativa carga muerta

Elaborado por: Iñaki Cisneros

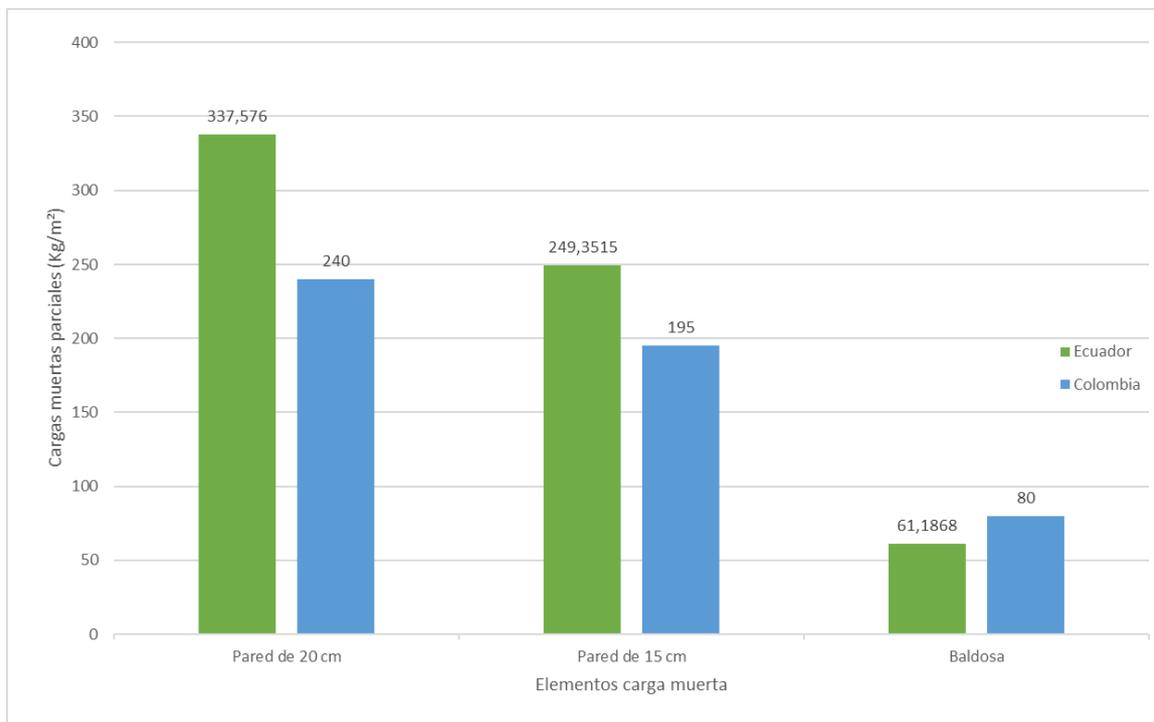


Figura 3.4. Descomposición carga muerta

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Para determinar la carga viva, ambas normas proporcionan información específica dependiendo del uso de la construcción, donde la NEC-15 propone una mayor carga viva para un uso de vivienda.

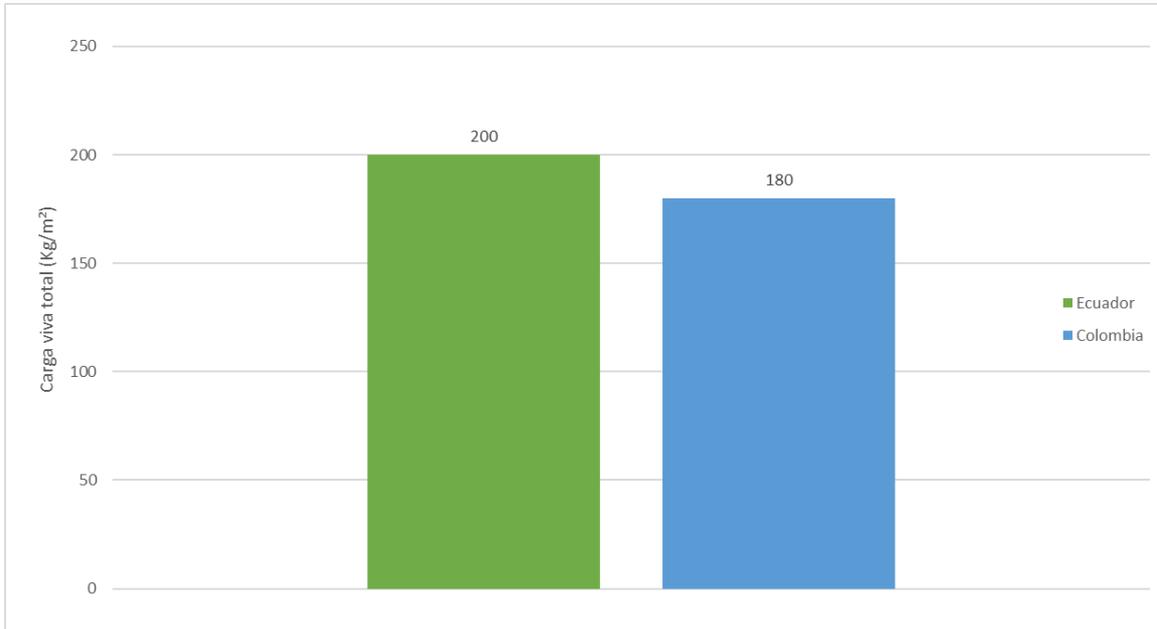


Figura 3.5. Comparativa carga viva

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.2.4 Derivas

Existe una diferencia considerable entre las derivas admisibles propuestas en cada norma, siendo la NSR-10 la más conservadora, permitiendo el 1%, y por otro lado la NEC-15 que permite hasta un 2%.

Tabla 3.3. Comparativa derivas

País	Δ_{adm}	$\Delta_{max} \%$	
		Δ_x	Δ_y
Ecuador	2%	1,97%	1,89%
Colombia	1%	0,95%	0,90%

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.2.5 Elementos estructurales

Las secciones de vigas y columnas son mayores para Colombia, esto se debe principalmente a la deriva admisible del 1% de la NSR-10, la cual provoca tener que

aumentar las secciones de vigas y columnas para poder cumplir con esta condicionante de diseño sismorresistente. En los elementos estructurales de las primeras plantas es donde más se puede evidenciar la diferencia, dado que en estos recae el peso de la edificación y por consiguiente el cortante basal.

Tabla 3.4. Comparativa elementos estructurales

Nivel	Columna Ecuador	Columna Colombia	Viga Ecuador	Viga Colombia
0,00-3,60	C55x55	C65x65	V40x45	V45X55
3,60-6,80	C55x55	C65x65	V35x45	V45X50
6,80-10,00	C50x50	C60x60	V35x45	V45X50
10,00-13,20	C50x50	C55x55	V30x35	V45X50
13,20-16,40	C50x50	C55x55	V30x35	V30x40

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Adicionalmente, abordando el tema de diseño a flexión de vigas, en la mayoría de las vigas de Colombia el acero longitudinal responde al acero mínimo de la sección, por lo que fue más fácil cubrir la demanda de acero únicamente con acero base, a diferencia de las vigas de Ecuador, donde en las vigas se colocó su respectivo acero base y adicionalmente acero de refuerzo en las zonas requeridas.

3.1.2.6 Peso edificación y cortante basal

El coeficiente de cortante basal obtenido por ambas normas, es similar, esto se debe a la similitud entre los espectros inelásticos de aceleraciones. Por otro lado, el peso de la edificación colombiana es mayor, debido a la presencia de secciones más grandes, lo que provoca un aumento de cortante basal de 13.8 toneladas con respecto a la edificación de Ecuador.

Tabla 3.5. Comparativa peso total y cortante basal

País	Coeficiente de cortante	Peso edificación	Cortante basal (Tonf)
Ecuador	0,1736	1487,49	258,23
Colombia	0,169	1609,61	272,03

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.2.7 Períodos y comportamiento modal

Dentro del apartado de cálculo y comprobación de periodos, los periodos de la edificación de Colombia son menores que los de la edificación de Ecuador, el principal motivo es que

la edificación colombiana tiene mayor rigidez por la presencia de secciones más robustas. Por otro lado, la NSR-10 solo permite un 10% de tolerancia en la comparación del periodo calculado con el periodo obtenido del modelo computacional, mientras tanto la NEC-15 permite 30% de tolerancia en dicha comparativa.

Tabla 3.6. Comparativa periodo fundamental

País	Norma	Tolerancia	Período calculado (seg)	Período con tolerancia (seg)	Período ETABS
Ecuador	NEC-15	30%	0,682	0,886	0,829
Colombia	NSR-10	10%	0,582	0,641	0,641

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Al analizar los comportamientos modales se evidencia que, en los 3 modos de vibración principales resultan ser similares en ambos países.

Tabla 3.7. Comparativa modos de vibración

Caso	Comportamiento modal	Ecuador	Colombia
Modal 1	Ux	0,7769	0,7788
Modal 2	Uy	0,7782	0,7806
Modal 3	Rz	0,7775	0,7808

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.3 Comparación cantidades de obra

Dentro de la comparativa de cantidades de obra, se observa que la edificación de Colombia necesita mayor cantidad acero y hormigón que la de Ecuador, aproximadamente se necesita un 22.8% más de hormigón y un 7.8% más de acero en Colombia con relación a Ecuador.

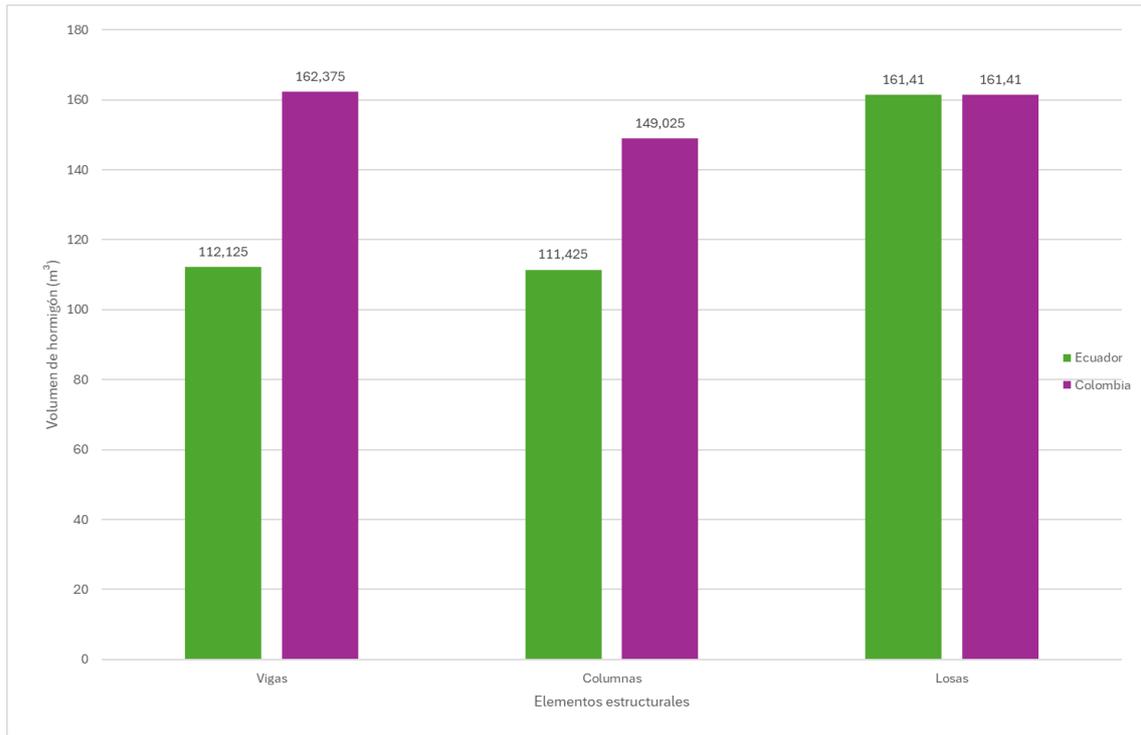


Figura 3.6. Comparativa volumen de hormigón

Elaborado por: Iñaki Cisneros

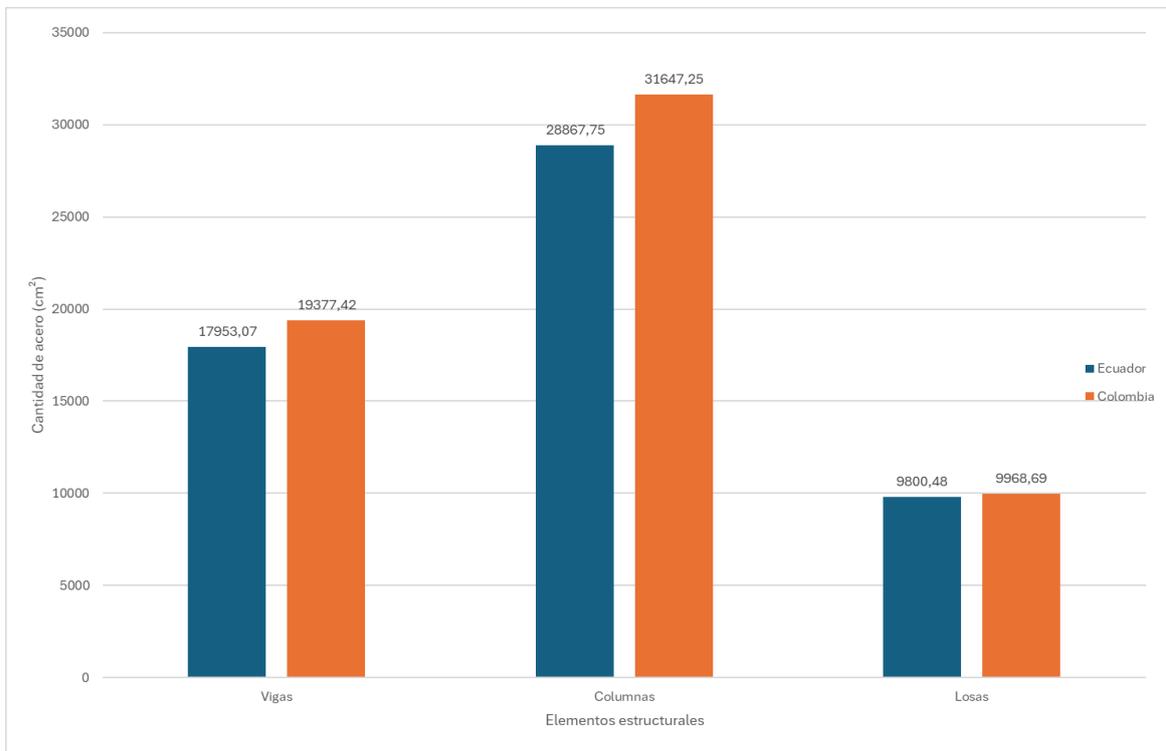


Figura 3.7. Comparativa acero de refuerzo

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.1.4 Comparación de precios unitarios y presupuestos

Tras realizar un análisis de la comparativa de precios unitarios de Ecuador y Colombia, se observa que el precio unitario de todos los rubros estructurales es más alto en Ecuador.

Nota: Las gráficas están en dólares, el cambio utilizado fue de 1 dólar americano igual a 3846.15 pesos colombianos.

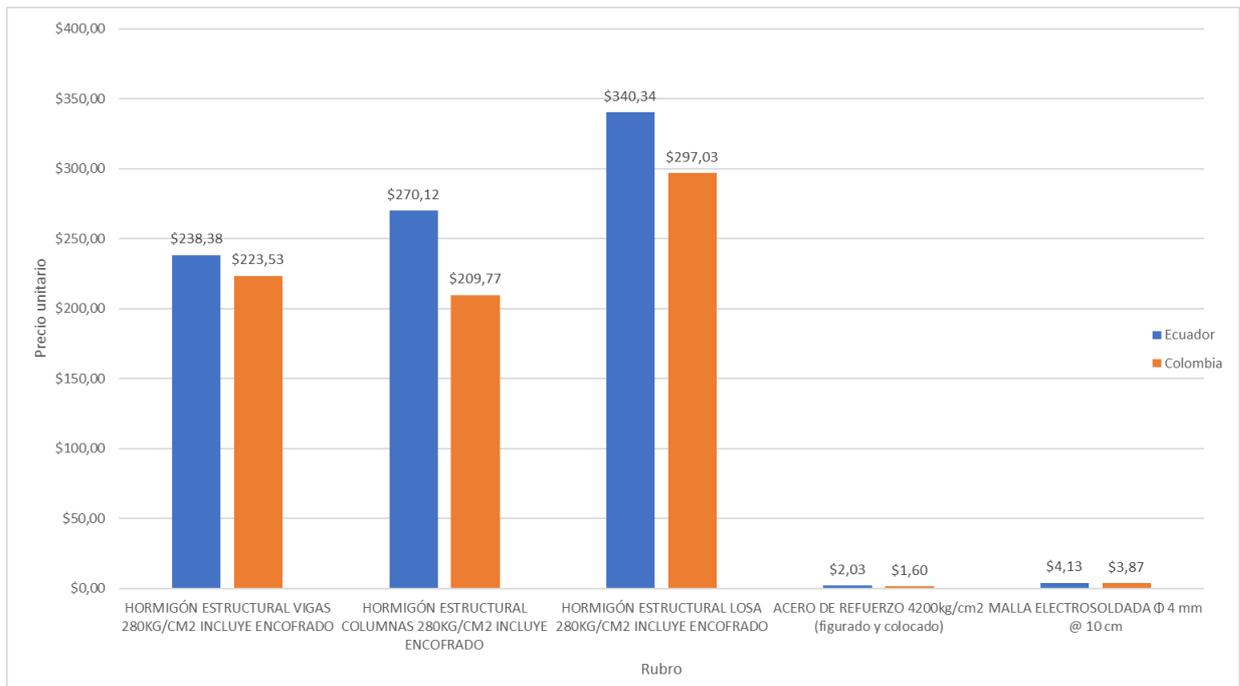


Figura 3.8. Comparativa precios unitarios

Elaborado por: Iñaki Cisneros

La diferencia en los precios unitarios de los rubros se debe principalmente al costo de la mano de obra, la cual es demasiado baja en Colombia, siendo un 88% más cara la mano de obra en Ecuador con relación a Colombia. Por otro lado, en la comparación de costo de materiales no se encuentra una diferencia tan significativa como la de mano de obra, tan solo es un 1.3% más caro los materiales en Ecuador respecto a Colombia.

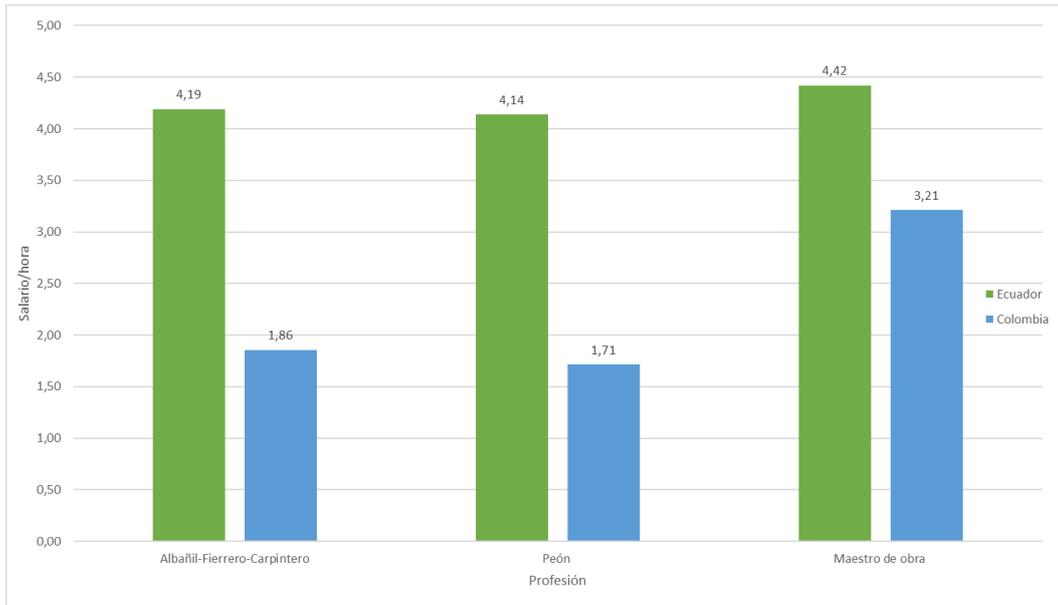


Figura 3.9. Comparativa salarios

Elaborado por: Iñaki Cisneros

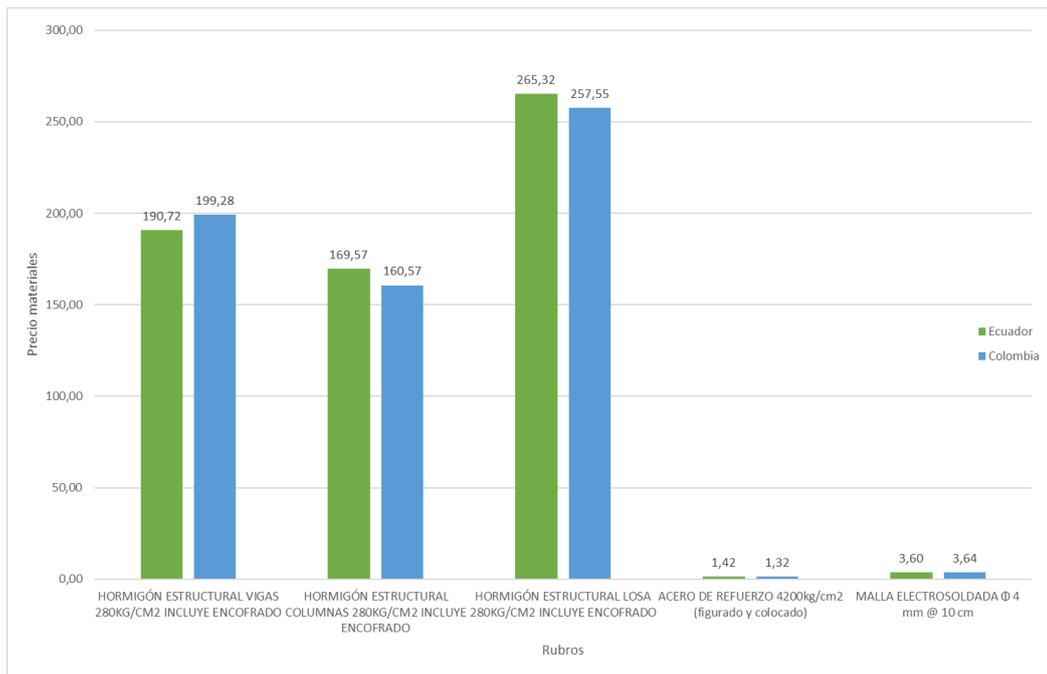


Figura 3.10. Comparativa costo de materiales

Elaborado por: Iñaki Cisneros

Finalmente se presenta la comparativa entre los 2 presupuestos, donde el presupuesto de Ecuador supera al de Colombia con \$12.437,73.

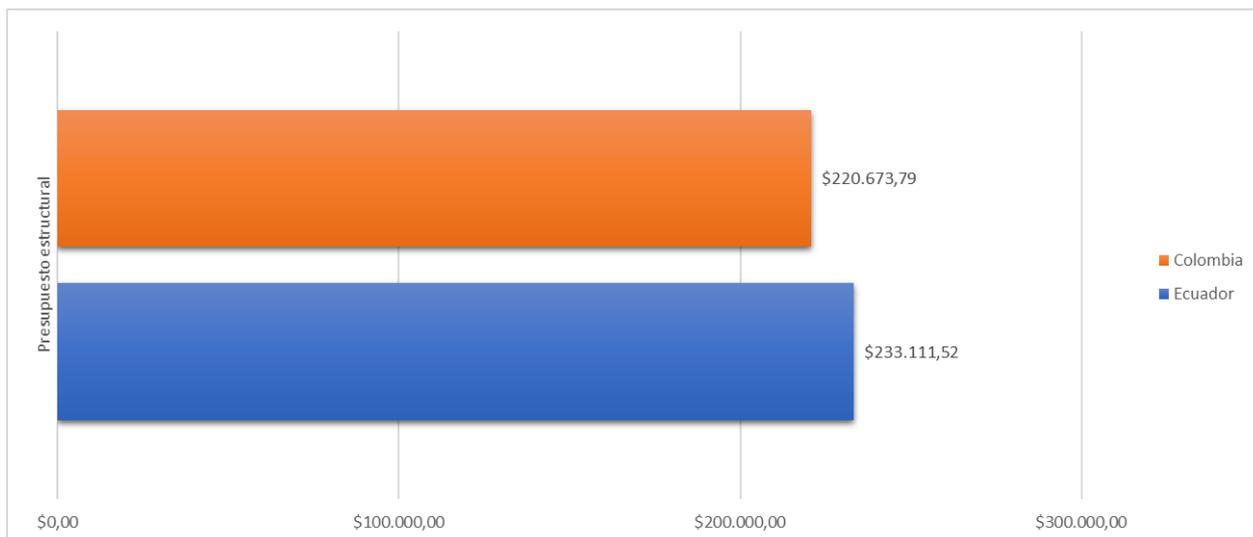


Figura 3.11. Comparativa presupuestos

Elaborado por: Iñaki Cisneros

3.2 Conclusiones

- El espectro elástico de aceleraciones para la zona Esmeraldas-Nariño, obtenido por la NEC-15 es más crítico que el calculado por la NSR-10, esto se debe principalmente a que la NSR-10 tiene mayor diversificación de zonas sísmicas, a diferencia de la NEC-15, la cual generaliza todo el territorio ecuatoriano en tan solo 6 zonas sísmicas.
- Para la zona específica de estudio Esmeraldas-Nariño, se puede trabajar tanto con el espectro inelástico de Colombia o Ecuador, dado que la diferencia entre estos es insignificante, teniendo en cuenta el factor de reducción sísmica, el cual responde a factores de irregularidad de la edificación.
- La NSR-10 adopta un enfoque más cauteloso y conservador en la evaluación y diseño de estructuras sísmicamente resistentes en comparación con la NEC-15. Esto se traduce en medidas más rigurosas en aspectos como las derivas admisibles, las inercias agrietadas y la tolerancia en periodos, con el objetivo de mejorar la seguridad y la capacidad de resistencia de las construcciones.
- La deriva admisible del 1% establecida en la NSR-10 incrementa significativamente el tamaño de las secciones de los elementos estructurales en Colombia en

comparación con Ecuador, donde la normativa permite una deriva admisible del 2%, este aumento en el tamaño de las secciones influye directamente en la cantidad de materiales y por consiguiente en los costos de construcción.

- El periodo de la edificación ubicada en Colombia es de 0.641 segundos y el de la edificación de Ecuador es de 0.829 segundos, esta diferencia se debe a que la edificación de Colombia es más rígida que la de Ecuador, principalmente por la presencia de elementos estructurales más robustos en Colombia.
- En el ámbito del cortante basal, la edificación de Colombia tiene un cortante basal de 272.02 Tm, mientras que la de Ecuador 258.22 Tm, esta diferencia se debe a lo antes mencionado respecto a la presencia de elementos estructurales más rígidos en Colombia, lo que genera un aumento en el peso de la edificación colombiana con respecto a la ecuatoriana.
- El diseño de los elementos estructurales para ambos países se basa principalmente en el ACI-318. Esto se debe a que tanto la NEC-15 como la NSR-10, encuentran su fundamento en los principios y criterios establecidos por el ACI-318. Esta relación de dependencia permite mantener una coherencia y consistencia en los principios de diseño y construcción de elementos estructurales en ambos países.
- Con relación a los presupuestos, el bajo costo de la mano de obra en Colombia reduce considerablemente los costos de construcción, lo que genera que el presupuesto de Colombia sea menor que el de Ecuador, teniendo en cuenta que las cantidades de obra de Colombia son mayores. Por otro lado, no se encontró mayor diferencia en el costo de los materiales de construcción. El presupuesto de Ecuador es más caro por \$12.437,73, acotando que los presupuestos elaborados son únicamente de elementos estructurales, esta diferencia podría aumentar o reducirse al considerar rubros de albañilería, instalaciones y acabados.

3.3 Recomendaciones

- Para la región fronteriza Esmeraldas-Nariño sería importante tener en cuenta la aplicación de los factores y consideraciones propuestos por la NSR-10, como lo son las derivas admisibles, inercias agrietadas y tolerancia en periodos, dado que estos son más conservadores que los especificados en la NEC-15, esto ocasionaría una subida drástica en el presupuesto de Ecuador, pero también garantizaría una mayor seguridad a los ocupantes de las edificaciones construidas en esta zona.

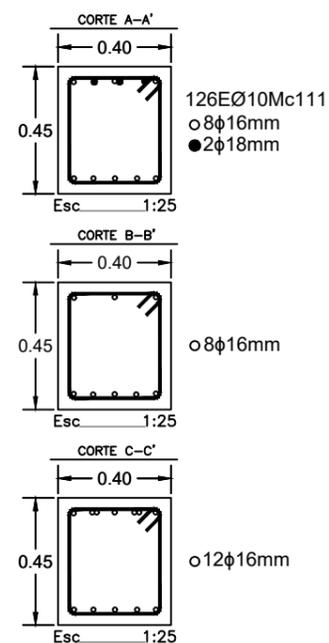
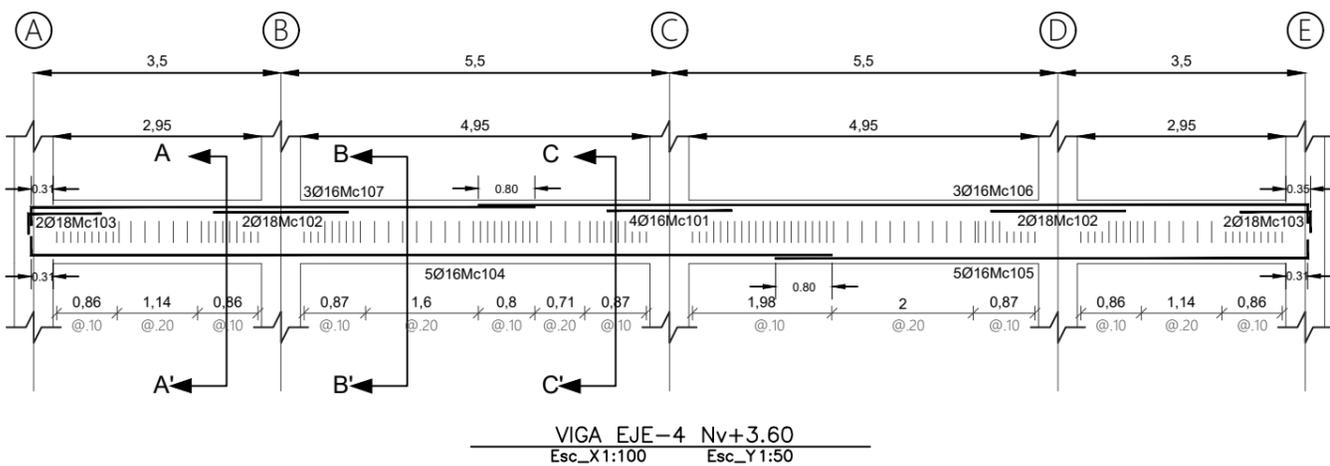
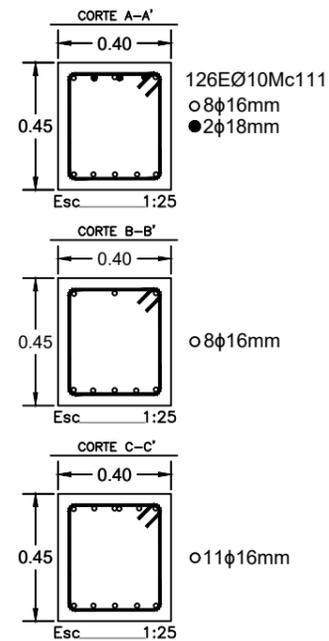
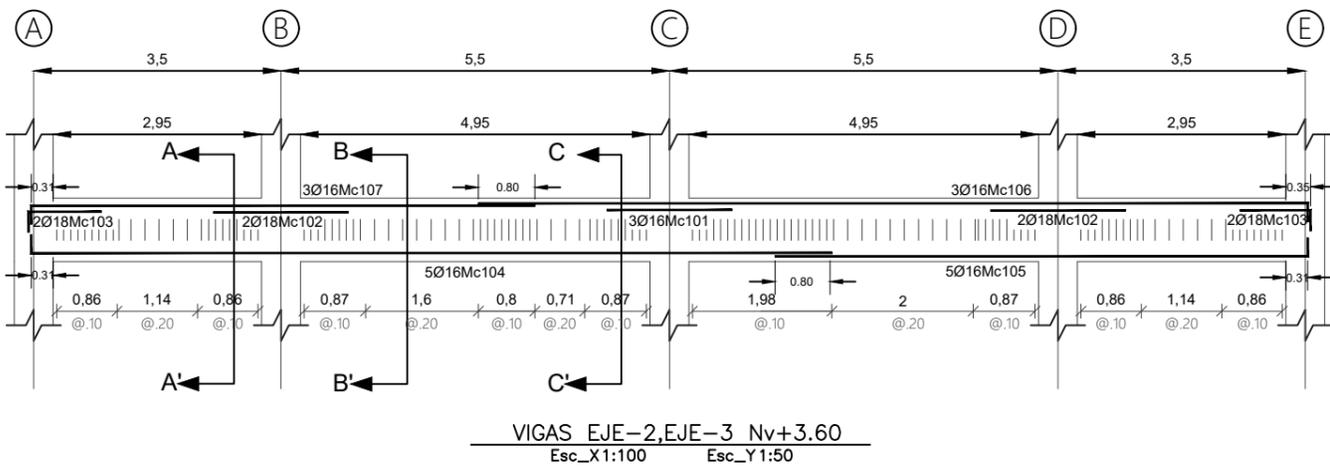
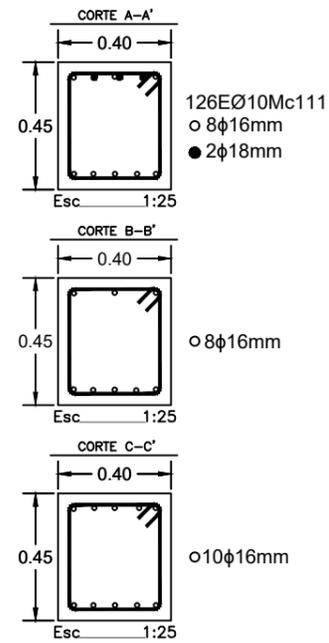
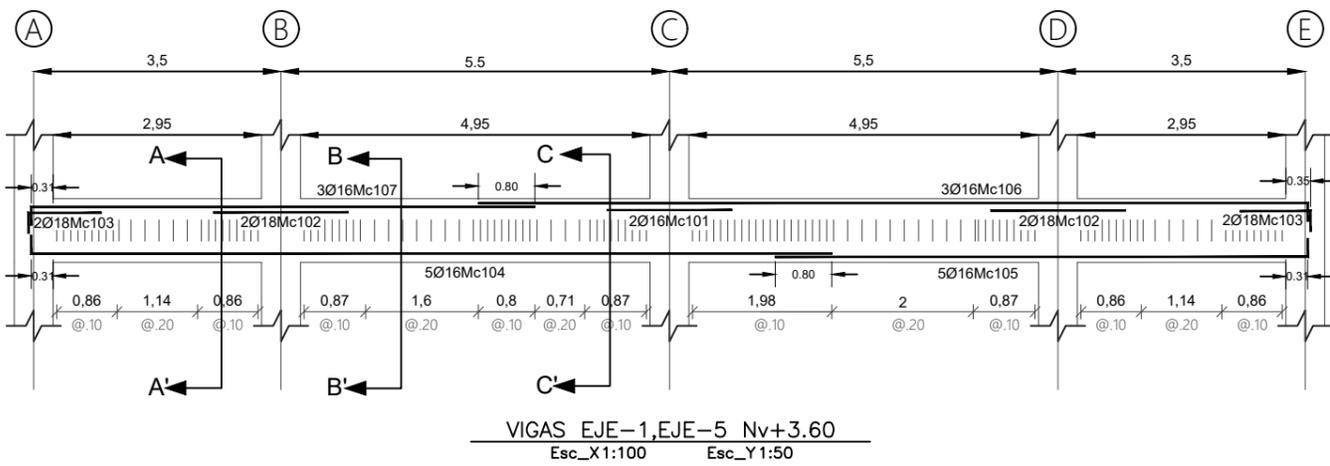
- Es indispensable realizar un estudio de suelos en el lugar de construcción, dado que el tipo de suelo influye directamente a los coeficientes de los espectros de diseño, de estar en presencia de suelos desfavorables se debería invertir en un mejoramiento de suelo, lo que reduciría los valores de los espectros de diseño y por consiguiente las secciones transversales de los elementos estructurales.
- Al momento de realizar un diseño arquitectónico y estructural, es necesario tener en cuenta la irregularidad de la edificación, dado que la forma de la estructura influye directamente al factor de reducción sísmica y este factor permite aplicar una reducción más grande al espectro de diseño elástico si la estructura es regular, y una reducción más pequeña si la estructura cuenta con irregularidades. Este pequeño detalle de forma tendrá gran influencia al momento de diseñar la edificación.
- Es crucial reconocer la importancia de mantener actualizadas las normas de construcción. Tanto la NSR-10, en vigencia desde hace 14 años, como la NEC-15, que lleva cerca de 10 años en aplicación, corren el riesgo de volverse precarias con el tiempo. Los avances constantes en materiales, técnicas de construcción y conocimientos estructurales demandan una actualización periódica de estas normativas para garantizar que reflejen los últimos desarrollos y descubrimientos en la ingeniería civil. Comparativamente, el ACI-318, un referente en normas de diseño y construcción de estructuras de hormigón experimentó su última actualización en 2019. Por lo tanto, es imperativo que los organismos encargados de la regulación y desarrollo de las normativas de construcción, en conjunto con expertos y profesionales del sector, trabajen activamente en la revisión y actualización regular de las normas existentes. Esto permitirá abordar los desafíos emergentes y garantizar que las estructuras construidas cumplan con los más altos estándares de seguridad, eficiencia y sostenibilidad en un entorno en constante evolución.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318. (2019). *Requisito de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Adelca. (2024). *Mallas Electrosoldadas*. Obtenido de <https://www.adelca.com/>
- AIS, A. C. (Marzo de 2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Obtenido de <https://www.andi.com.co/>
- Cabrera, H. X. (23 de Septiembre de 2014). *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador*. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8627>
- CAMICON. (Enero de 2024). *Salarios mínimos por ley 2024*. Obtenido de <https://www.contraloria.gob.ec/>
- Correa, M. B. (2020). *Apuntes Vigas de Hormigón*.
- Homecenter. (2024). *Materiales de Construcción*. Obtenido de <https://www.homecenter.com.co/homecenter-co/>
- IDIGER. (2016). *Caracterización General del Escenario de Riesgo Sísmico*. Obtenido de <https://www.idiger.gov.co/>
- Institute, S. (2021). *Ingeniería Estructural*. Obtenido de <https://sismica-institute.com/>
- Instituto Geofísico Ecuador. (2019). *Sismos Ecuador*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/>
- NEC-SE-DS. (Diciembre de 2014). *Norma ecuatoriana de la construcción-Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/>
- Procura. (2024). *Grafiles y Mallas*. Obtenido de Malla electrosoldada 5mm de 6x2,35m separación 15x15cm: <https://grafilesymallas.procura.co/producto/3768/>
- Quinatoa, J. (4 de Mayo de 2022). *Evolución histórica de las normativas de diseño sismo resistente en América Latina. Casos de estudio: Colombia, Ecuador, Perú y Chile*. Obtenido de <http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/9160/1/>
- Sosa, D. (2023). *Apuntes Diseño de Proyectos Estructurales*.
- Talent. (2024). *Salario en Colombia 2024*. Obtenido de <https://co.talent.com/salary>
- UNAL. (13 de Junio de 2014). *Estudio de suelos y diseño de las estructuras de pavimento nuevo campus sede Tumaco*. Obtenido de <http://contratacion.unal.edu.co/nal/2016/>

5 ANEXOS

5.1 ANEXO I. Planos estructurales edificación Ecuador



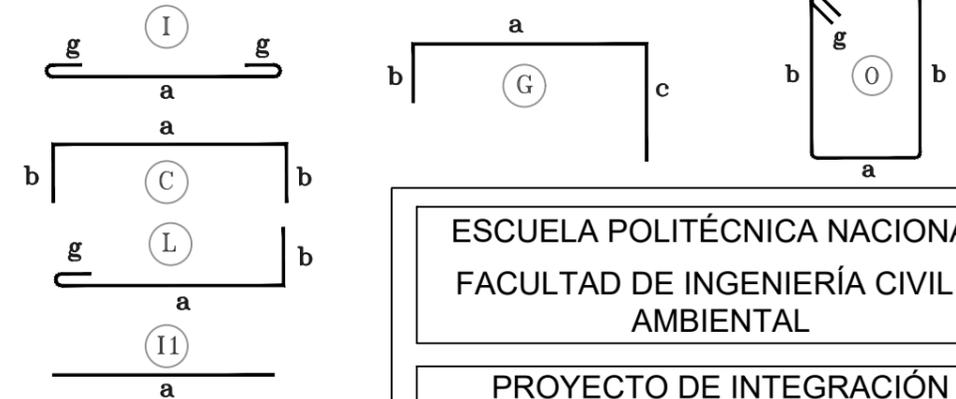
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I1	16	14	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	24.78	39.10	Observacion
102	I1	18	20	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	38.20	76.40	Observacion
103	L	18	20	1.03	0.29	0.00	0.00	1.32	26.40	52.80	Observacion
104	L	16	25	11.34	0.26	0.00	0.00	11.60	290.00	457.62	Observacion
105	L	16	25	7.54	0.26	0.00	0.00	7.80	195.00	307.71	Observacion
106	L	16	15	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
107	L	16	15	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	110.85	174.92	Observacion
111	O	10	630	0.32	0.37	0.00	0.10	1.58	995.40	614.16	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	995.40	0	0	800.63	64.60	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	614.16	0.00	0.00	1263.39	129.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	2006.75		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 14.22				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

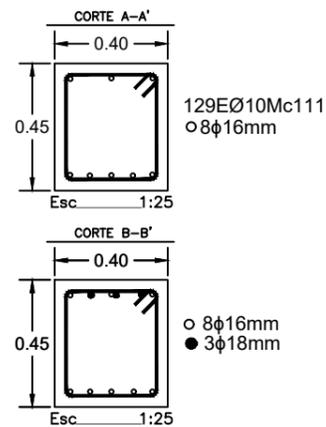
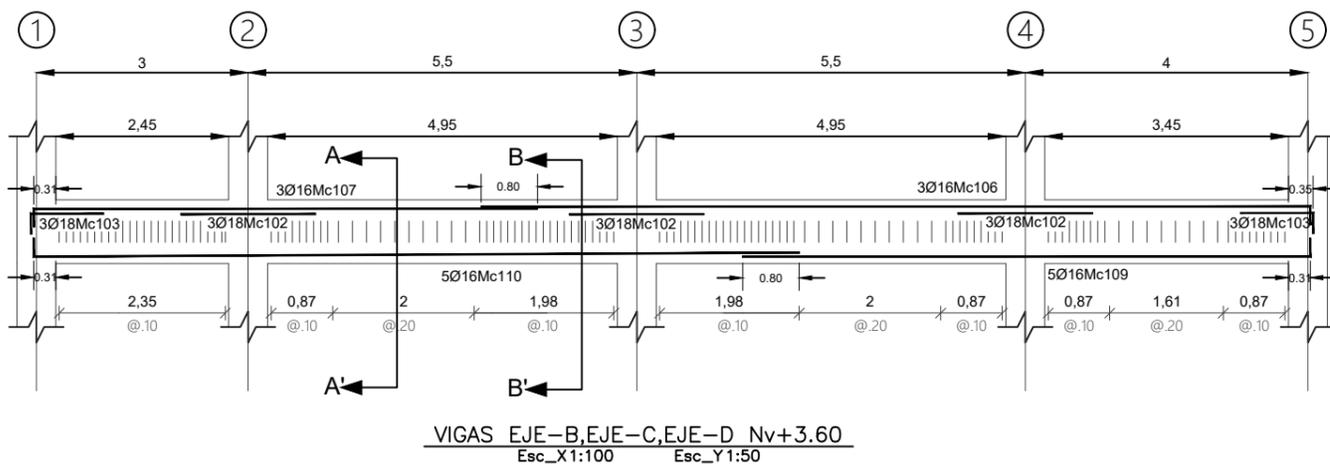
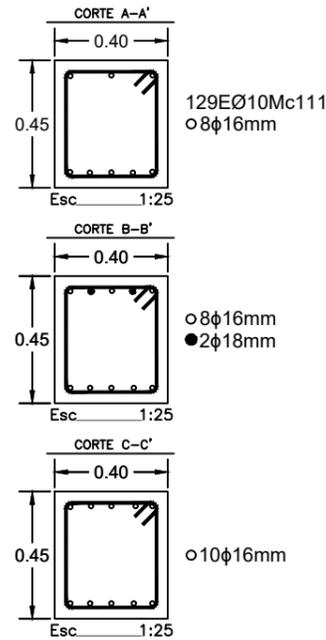
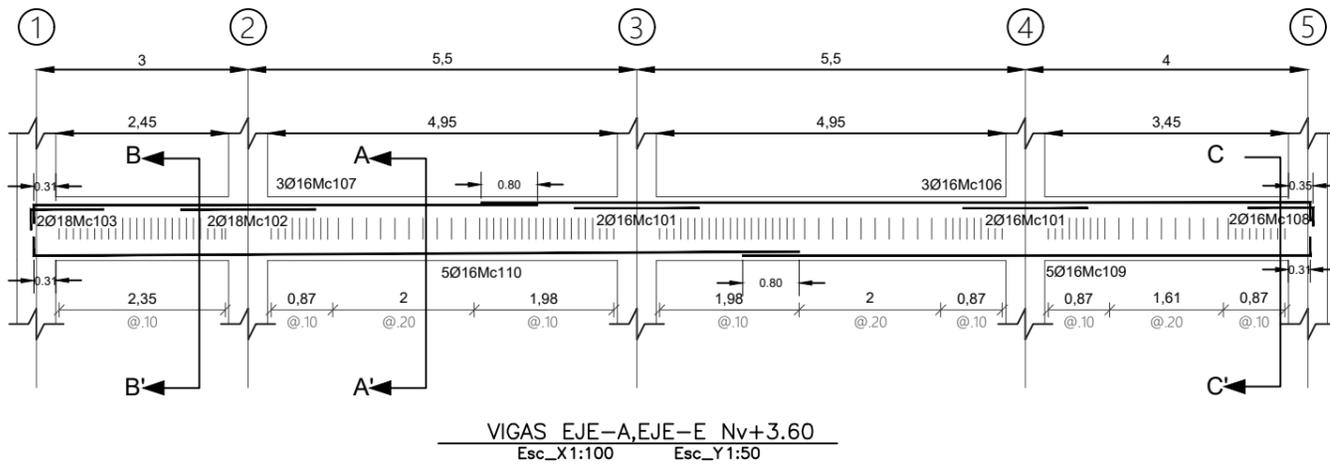
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+3.60 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 1/13
ESCALA: INDICADAS



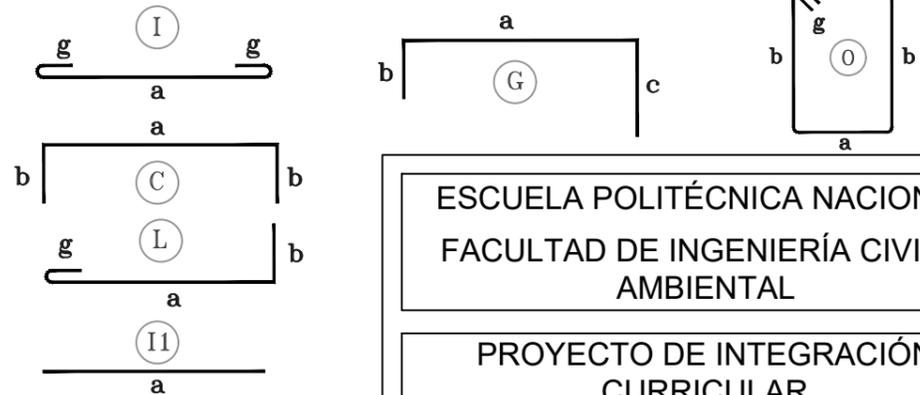
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	8	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	14.16	22.34	Observacion
102	I1	18	31	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	59.21	118.42	Observacion
103	L	18	22	1.03	0.29	0.00	0.00	1.32	29.04	58.08	Observacion
106	L	16	15	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
107	L	16	15	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	110.85	174.92	Observacion
108	L	16	4	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	4.72	7.45	Observacion
109	L	16	25	8.04	0.26	0.00	0.00	8.30	207.50	327.44	Observacion
110	L	16	25	10.84	0.26	0.00	0.00	11.10	277.50	437.90	Observacion
111	O	10	645	0.32	0.37	0.00	0.10	1.58	1019.10	628.78	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	1019.10	0	0	794.73	88.25	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	628.78	0.00	0.00	1254.08	176.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	2059.36		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 14.22				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

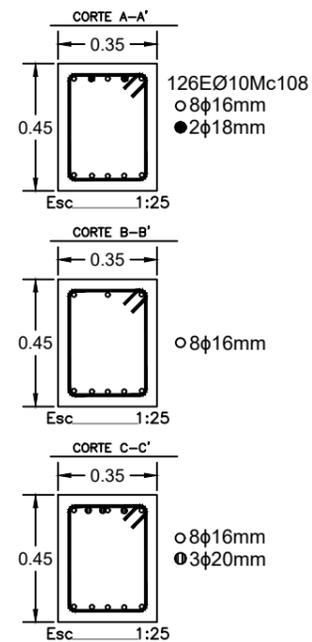
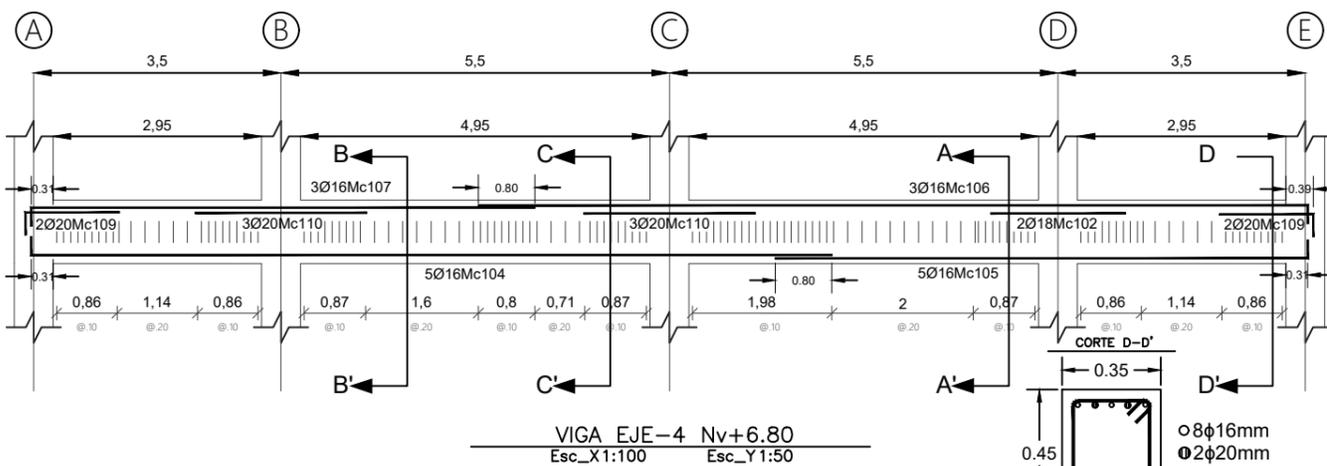
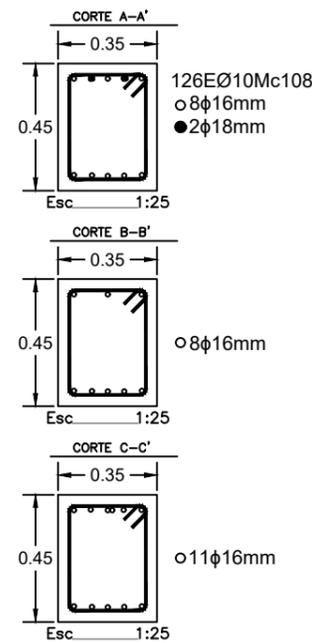
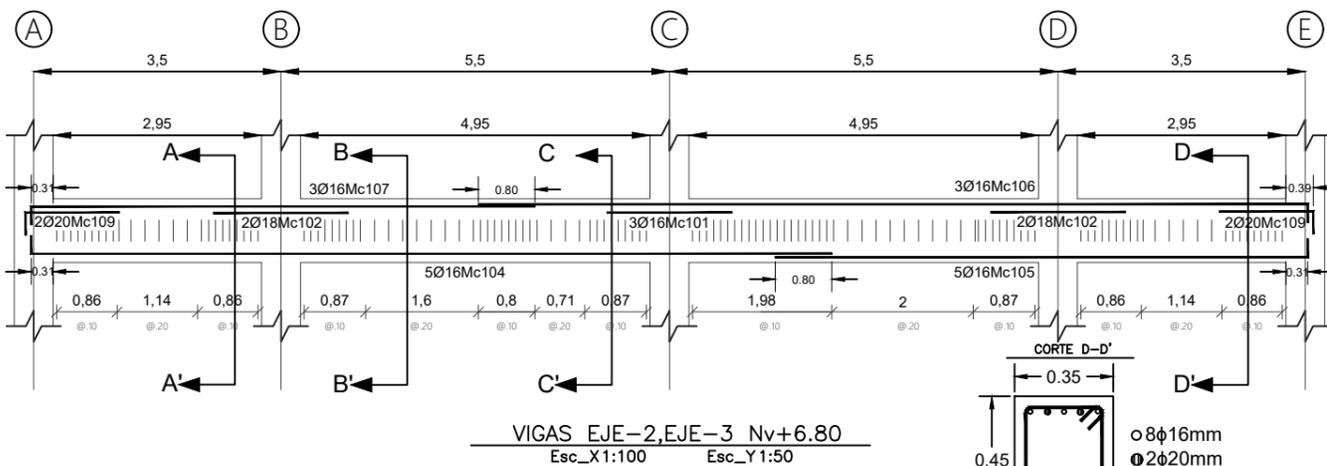
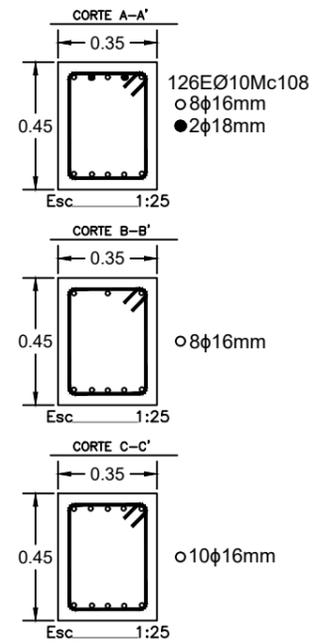
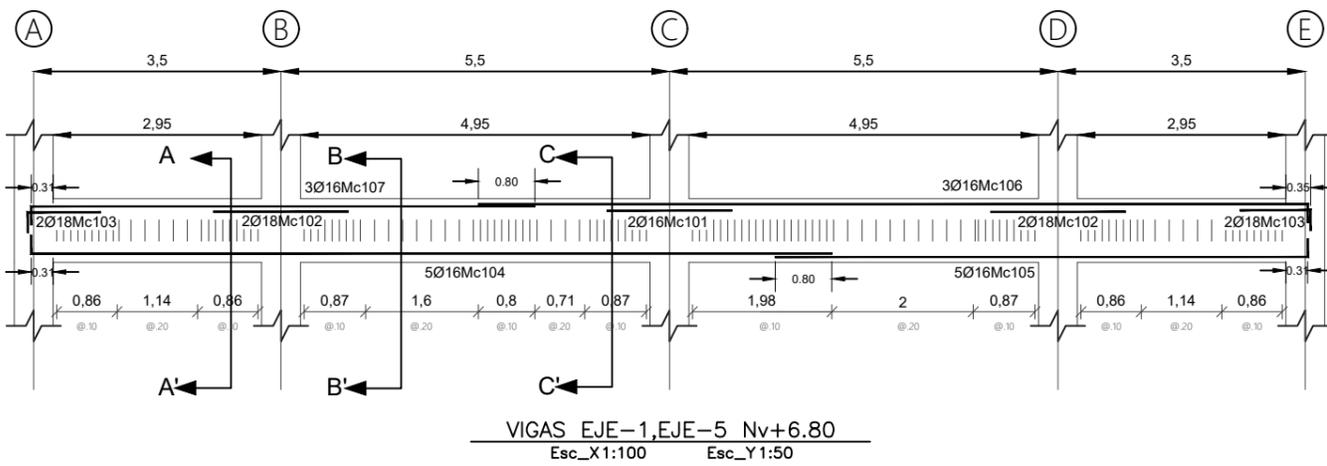
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE X Nv+3.60 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 2/13
ESCALA: INDICADAS



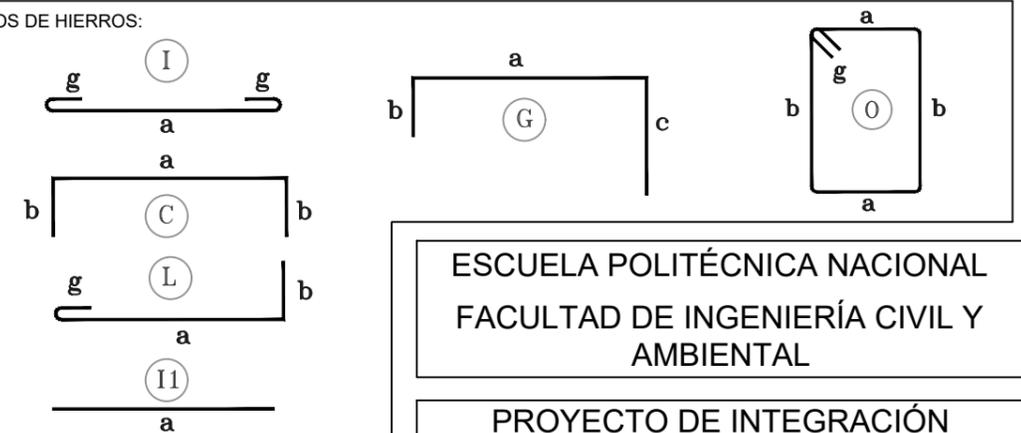
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I1	16	10	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	17.70	27.93	Observacion
102	I1	18	18	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	34.38	68.76	Observacion
103	L	18	8	1.03	0.29	0.00	0.00	1.32	10.56	21.12	Observacion
104	L	16	25	11.34	0.26	0.00	0.00	11.60	290.00	457.62	Observacion
105	L	16	25	7.54	0.26	0.00	0.00	7.80	195.00	307.71	Observacion
106	L	16	15	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
107	L	16	15	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	110.85	174.92	Observacion
108	O	10	630	0.27	0.37	0.00	0.10	1.48	932.40	575.29	Observacion
109	L	20	12	1.33	0.32	0.00	0.00	1.65	19.80	48.83	Observacion
110	I1	20	6	2.43	0.00	0.00	0.00	2.43	14.58	35.95	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	932.40	0	0	793.55	44.94	34.38	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	575.29	0.00	0.00	1252.22	89.88	84.78	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	2002.17		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 12.44				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

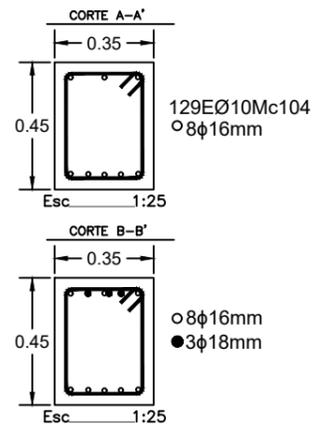
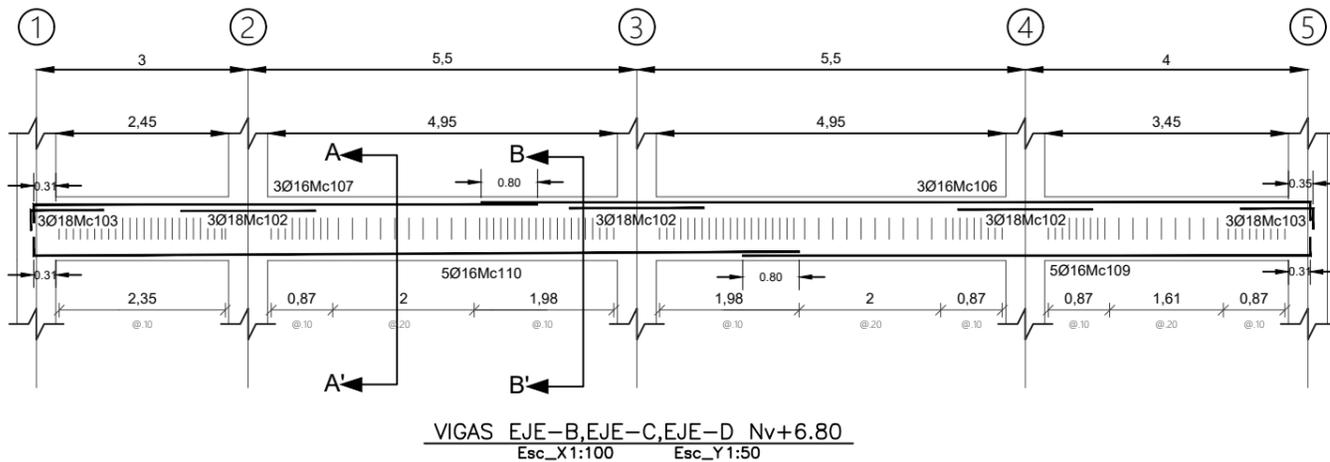
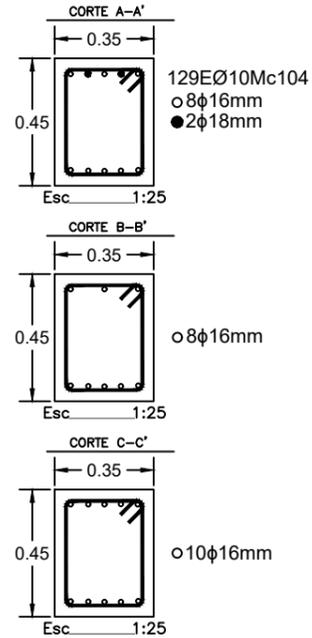
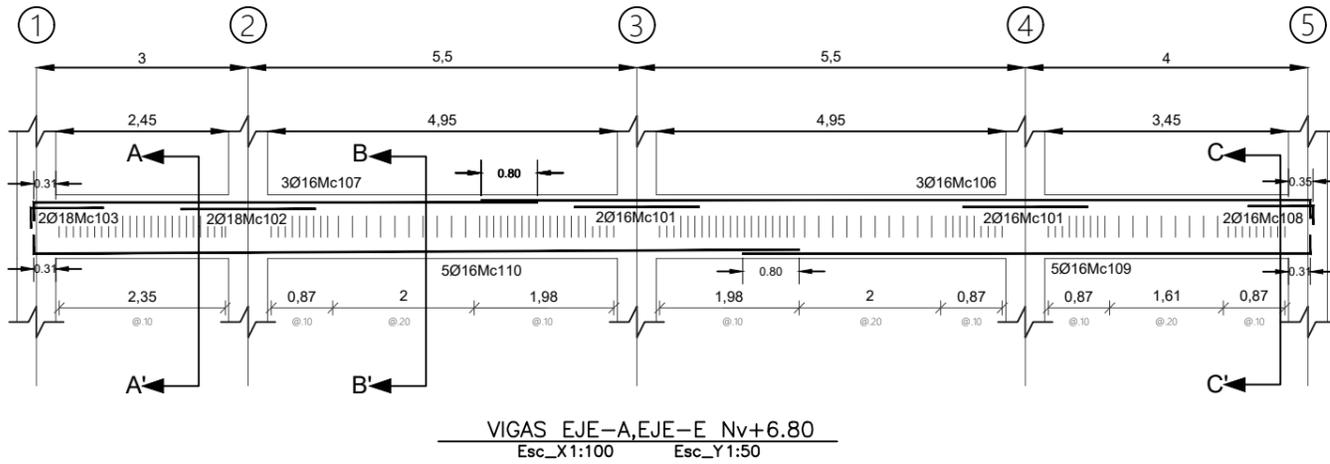
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+6.80 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 3/13
ESCALA: INDICADAS



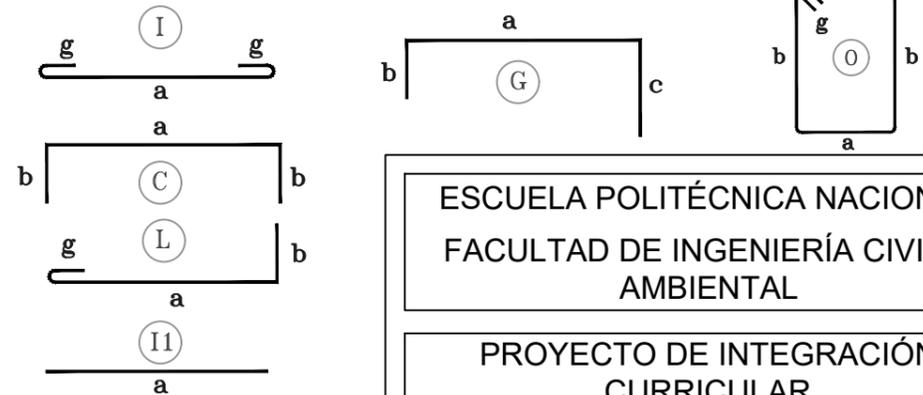
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	8	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	14.16	22.34	Observacion
102	I1	18	31	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	59.21	118.42	Observacion
103	L	18	22	1.03	0.29	0.00	0.00	1.32	29.04	58.08	Observacion
104	O	10	645	0.27	0.37	0.00	0.10	1.48	954.60	588.99	Observacion
106	L	16	15	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
107	L	16	15	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	110.85	174.92	Observacion
108	L	16	4	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	4.72	7.45	Observacion
109	L	16	25	8.04	0.26	0.00	0.00	8.30	207.50	327.44	Observacion
110	L	16	25	10.84	0.26	0.00	0.00	11.10	277.50	437.90	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	954.60	0	0	794.73	88.25	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	588.99	0.00	0.00	1254.08	176.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	2019.57		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 12.44				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²
 HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

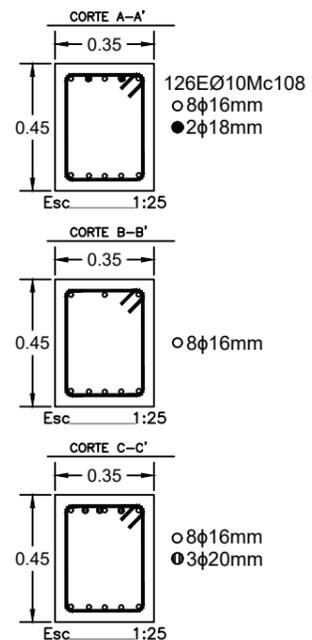
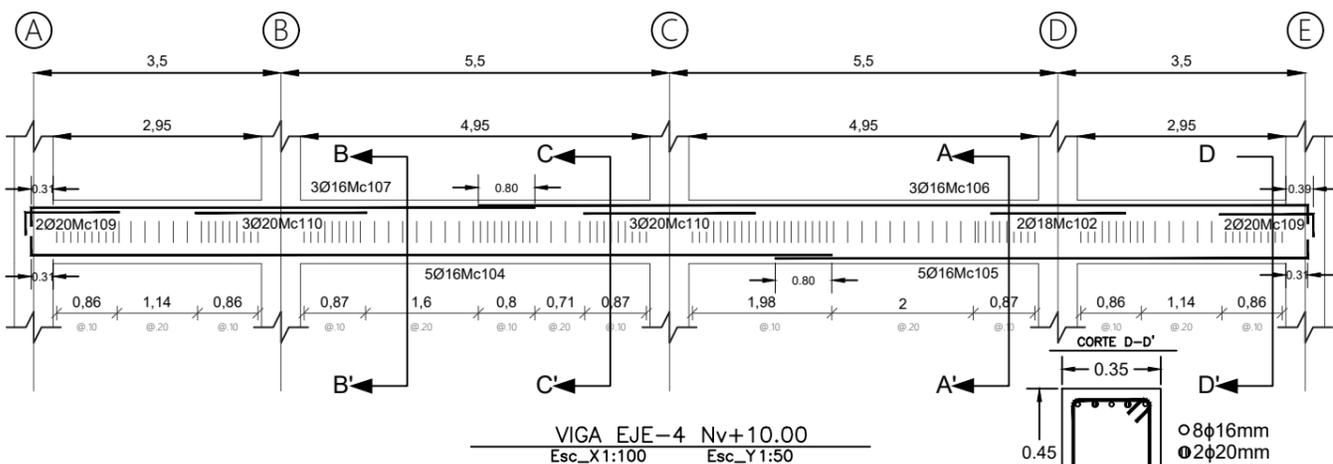
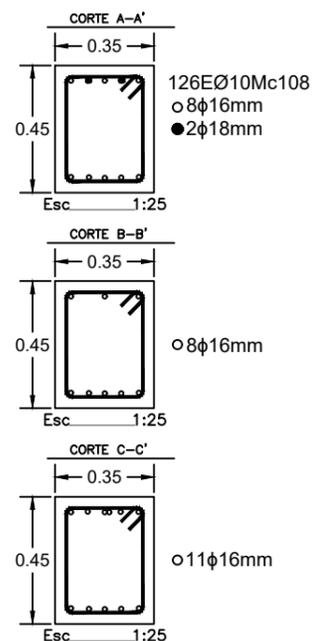
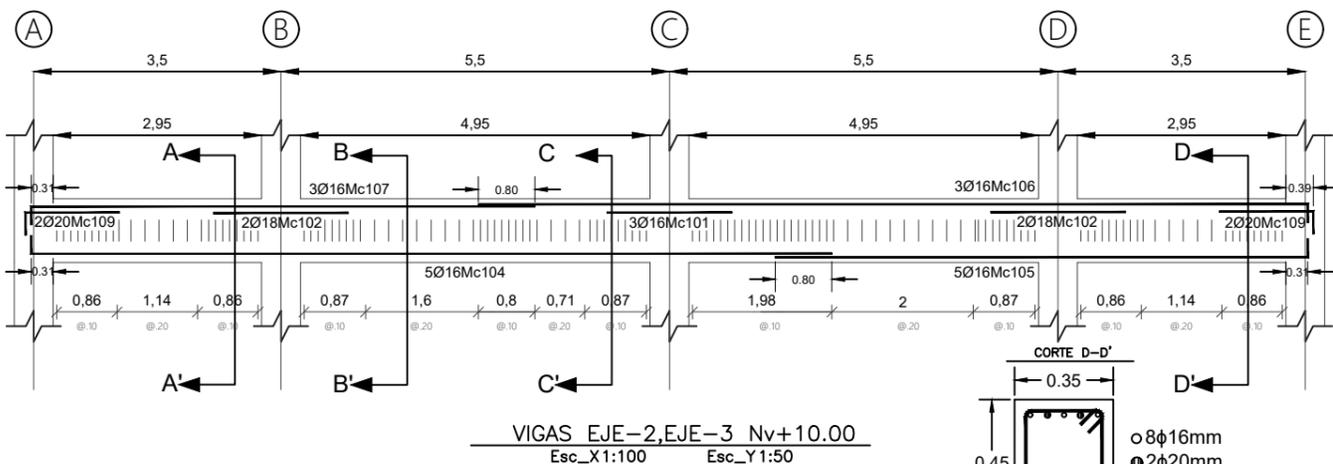
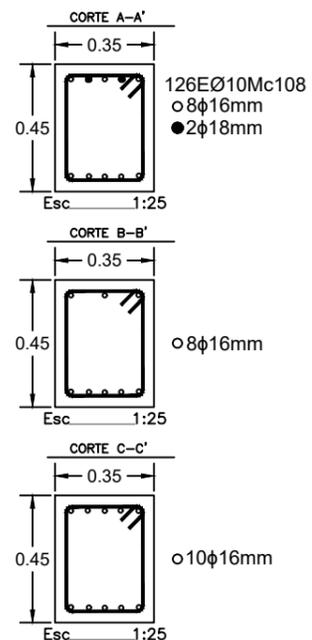
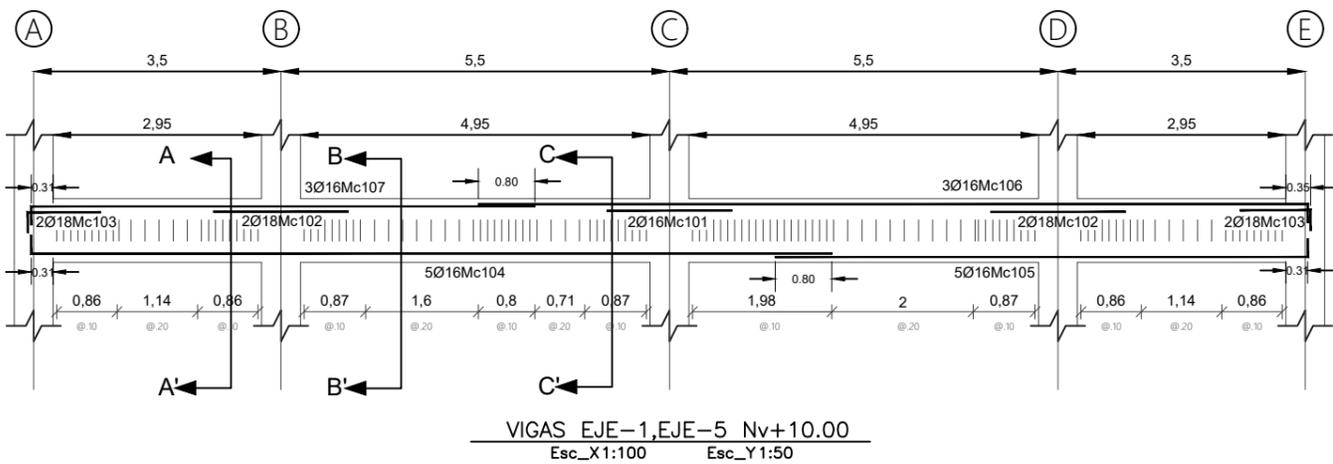
COMPONENTE
 COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
 REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
 VIGAS EJE X Nv+6.80 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
 IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
 ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 4/13
 ESCALA: INDICADAS



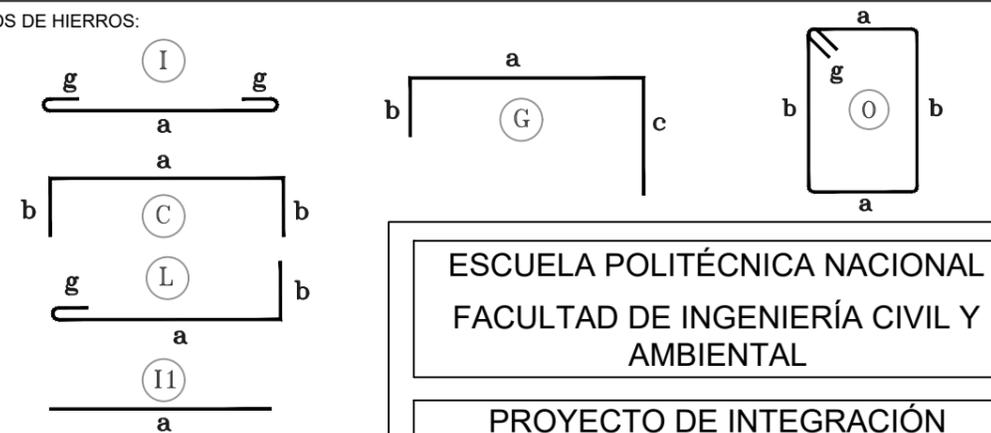
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I1	16	10	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	17.70	27.93	Observacion
102	I1	18	18	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	34.38	68.76	Observacion
103	L	18	8	1.03	0.29	0.00	0.00	1.32	10.56	21.12	Observacion
104	L	16	25	11.34	0.26	0.00	0.00	11.60	290.00	457.62	Observacion
105	L	16	25	7.54	0.26	0.00	0.00	7.80	195.00	307.71	Observacion
106	L	16	15	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
107	L	16	15	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	110.85	174.92	Observacion
108	O	10	630	0.27	0.37	0.00	0.10	1.48	932.40	575.29	Observacion
109	L	20	12	1.33	0.32	0.00	0.00	1.65	19.80	48.83	Observacion
110	I1	20	6	2.43	0.00	0.00	0.00	2.43	14.58	35.95	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	932.40	0	0	793.55	44.94	34.38	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	575.29	0.00	0.00	1252.22	89.88	84.78	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	2002.17		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 12.60				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

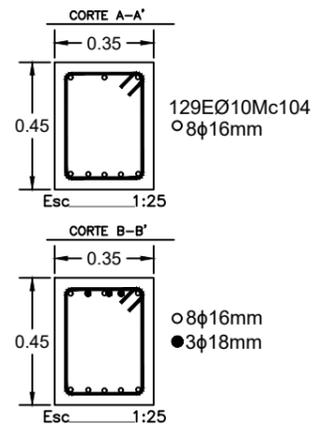
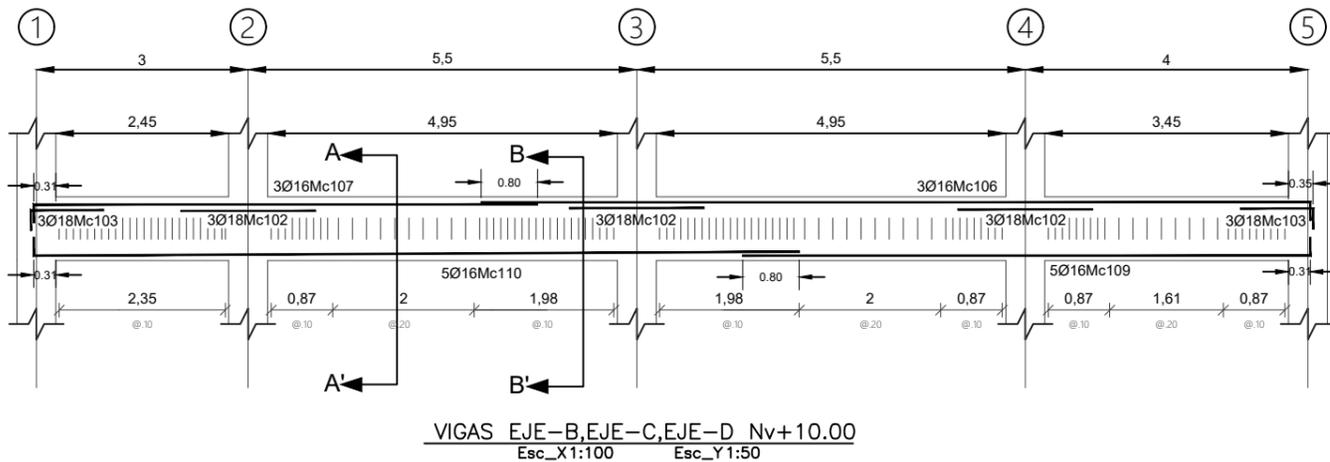
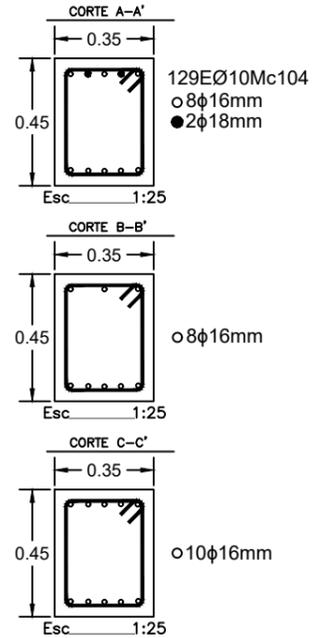
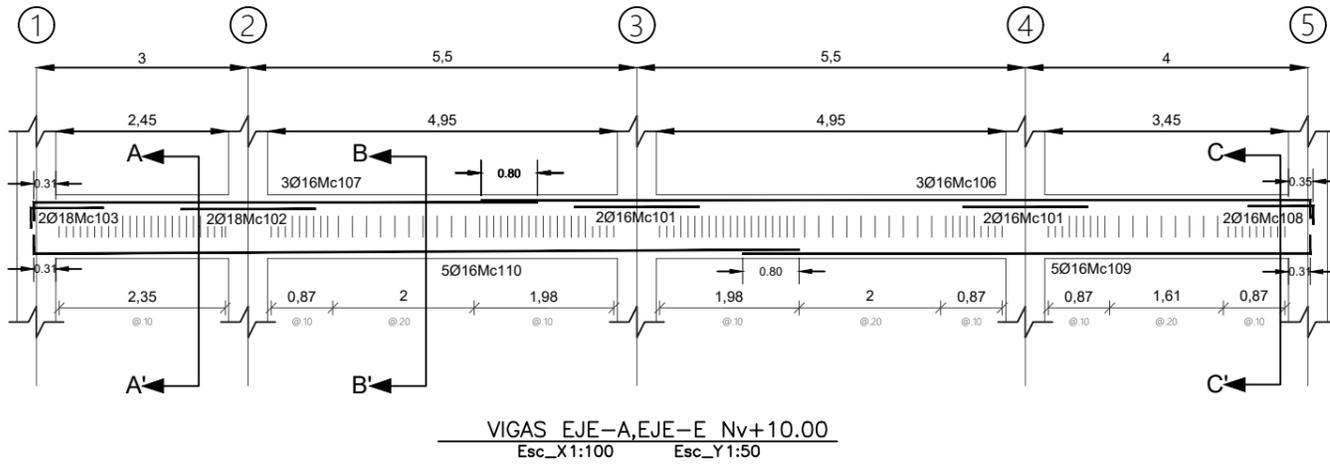
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+10.00 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 5/13
ESCALA: INDICADAS



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				

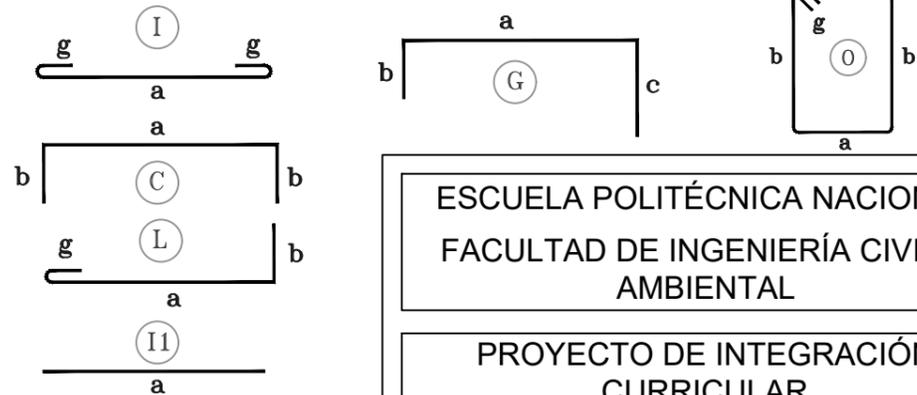
MARCAS 100

Marca 100											
101	I1	16	8	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	14.16	22.34	Observacion
102	I1	18	31	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	59.21	118.42	Observacion
103	L	18	22	1.03	0.29	0.00	0.00	1.32	29.04	58.08	Observacion
104	O	10	645	0.27	0.37	0.00	0.10	1.48	954.60	588.99	Observacion
106	L	16	15	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
107	L	16	15	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	110.85	174.92	Observacion
108	L	16	4	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	4.72	7.45	Observacion
109	L	16	25	8.04	0.26	0.00	0.00	8.30	207.50	327.44	Observacion
110	L	16	25	10.84	0.26	0.00	0.00	11.10	277.50	437.90	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	954.60	0	0	794.73	88.25	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	588.99	0.00	0.00	1254.08	176.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	2019.57		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 12.60			

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

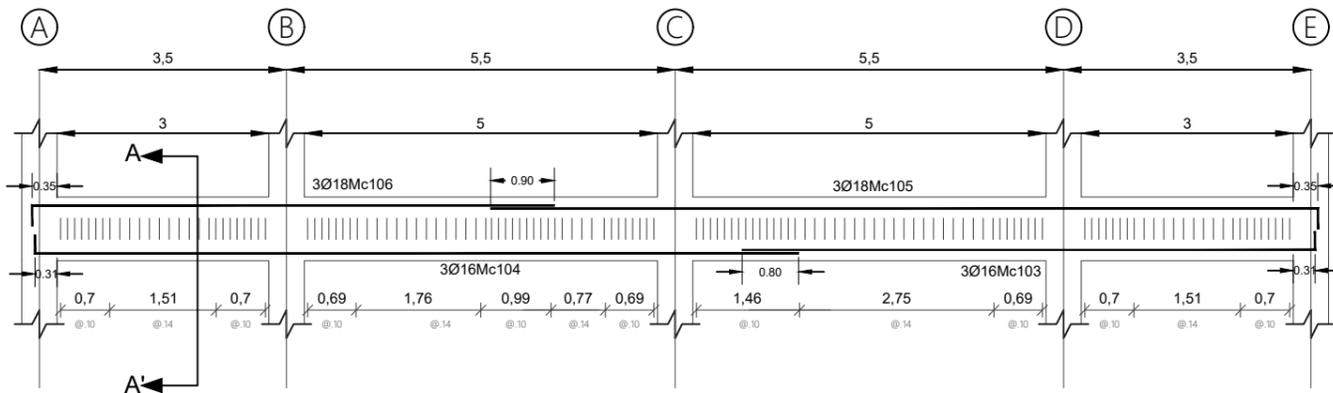
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE X Nv+10.00 PROYECTO ECUADOR

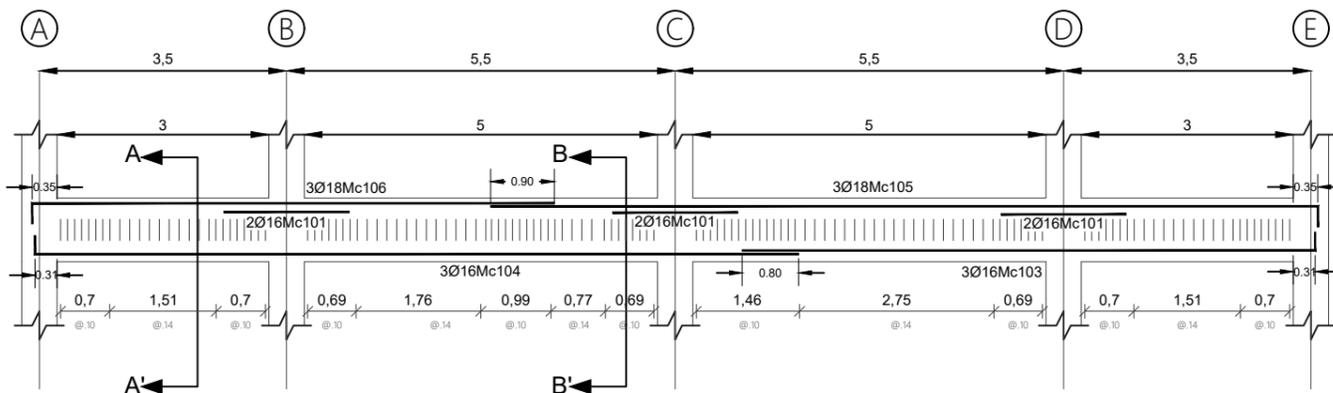
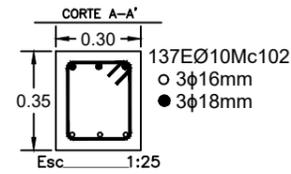
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

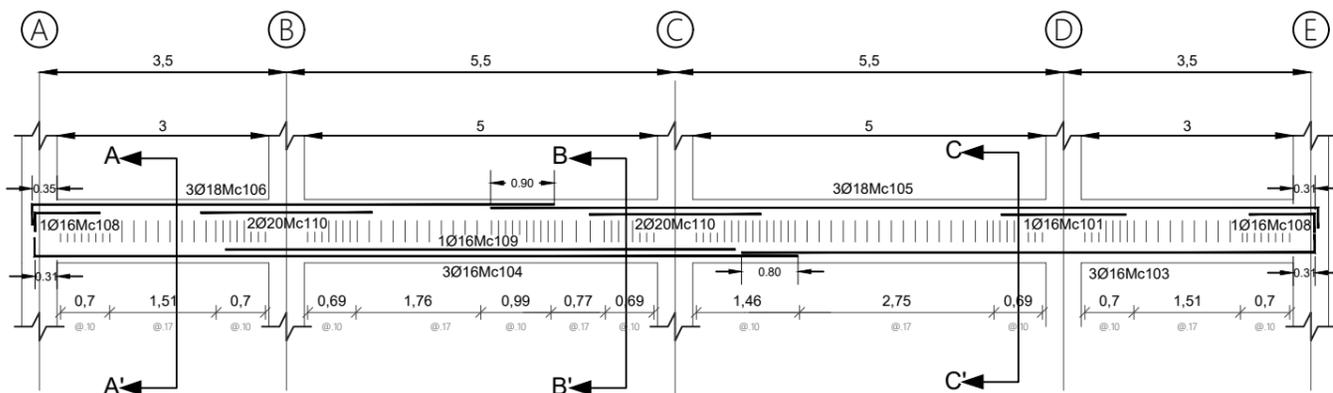
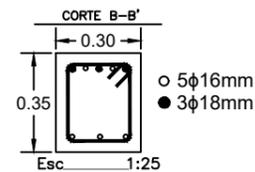
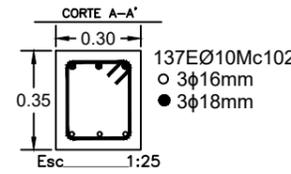
TAMAÑO: A3 LAMINA: 6/13
ESCALA: INDICADAS



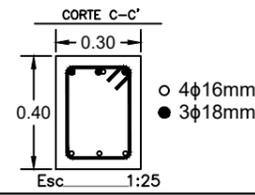
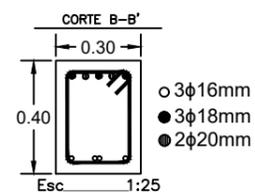
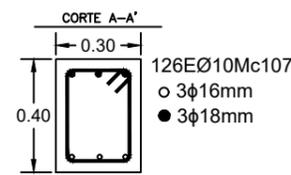
VIGAS EJE-1, EJE-5 Nv+13.20
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-2, EJE-3 Nv+13.20
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGA EJE-4 Nv+13.20
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



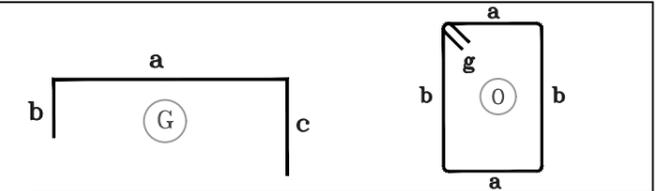
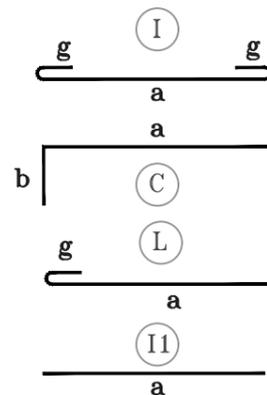
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	13	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	23.01	36.31	Observacion
102	O	10	548	0.22	0.27	0.00	0.10	1.18	646.64	398.98	Observacion
103	L	16	15	8.11	0.26	0.00	0.00	8.37	125.55	198.12	Observacion
104	L	16	15	10.81	0.26	0.00	0.00	11.07	166.05	262.03	Observacion
105	L	18	15	11.71	0.29	0.00	0.00	12.00	180.00	360.00	Observacion
106	L	18	15	7.39	0.29	0.00	0.00	7.68	115.20	230.40	Observacion
107	O	10	126	0.22	0.32	0.00	0.10	1.28	161.28	99.51	Observacion
108	L	16	2	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	2.36	3.72	Observacion
109	I1	16	1	7.22	0.00	0.00	0.00	7.22	7.22	11.39	Observacion
110	I1	20	4	2.43	0.00	0.00	0.00	2.43	9.72	23.97	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	807.92	0	0	324.19	295.20	9.72	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	498.49	0.00	0.00	511.57	590.40	23.97	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	1624.43			HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 8.40			

TIPOS DE HIERROS:



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+13.20 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

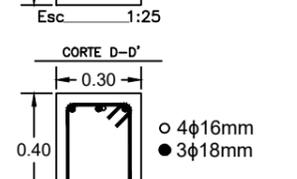
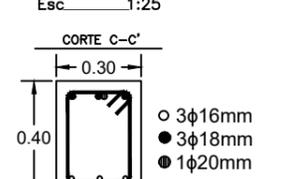
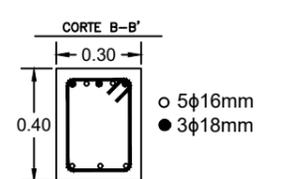
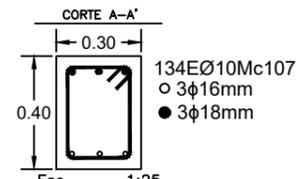
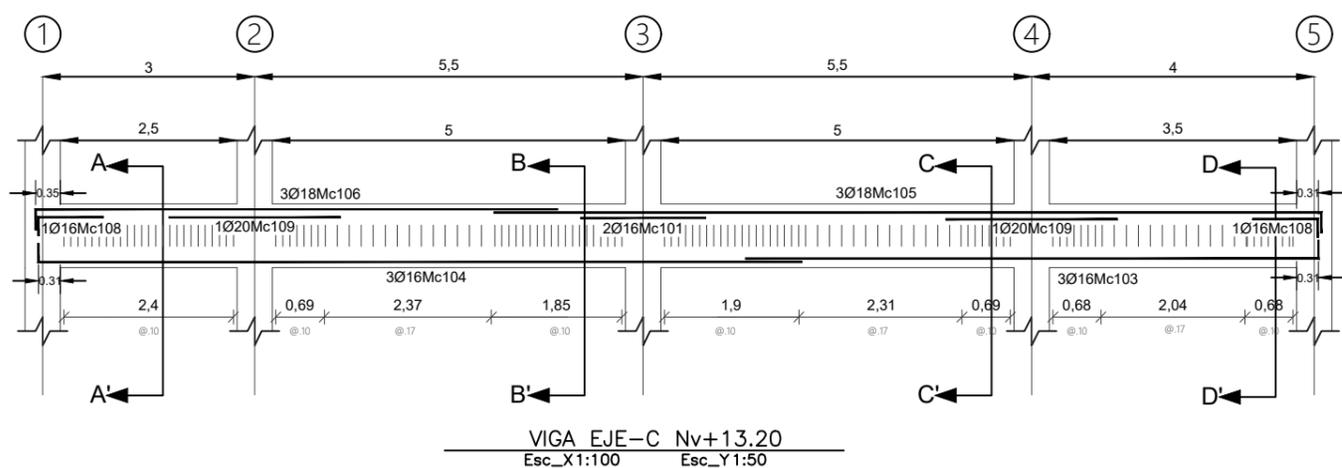
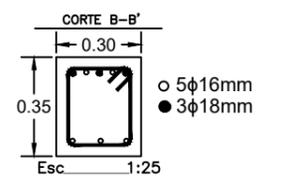
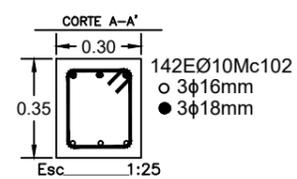
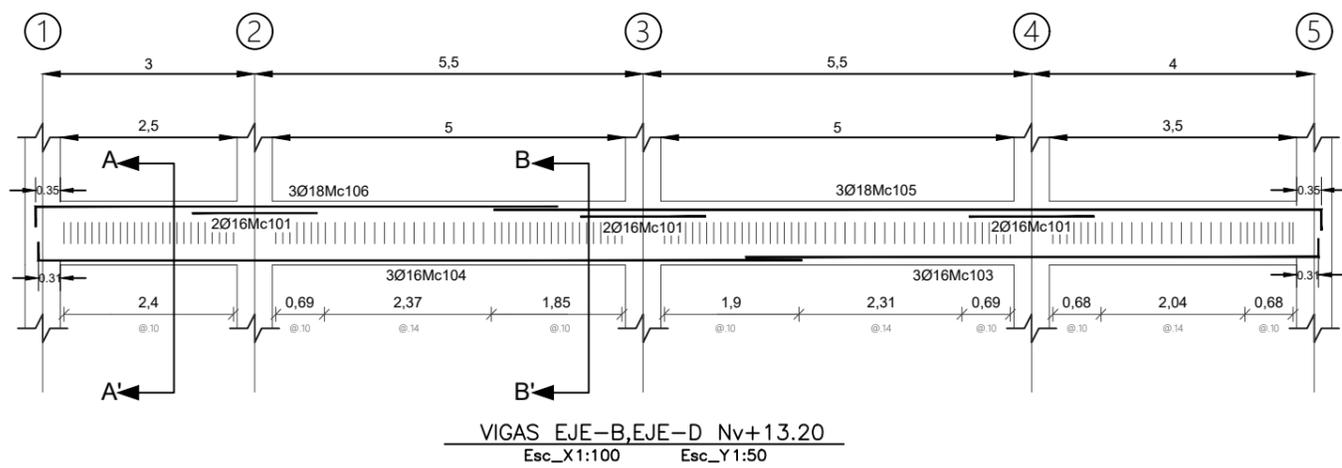
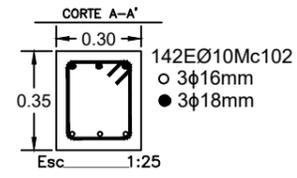
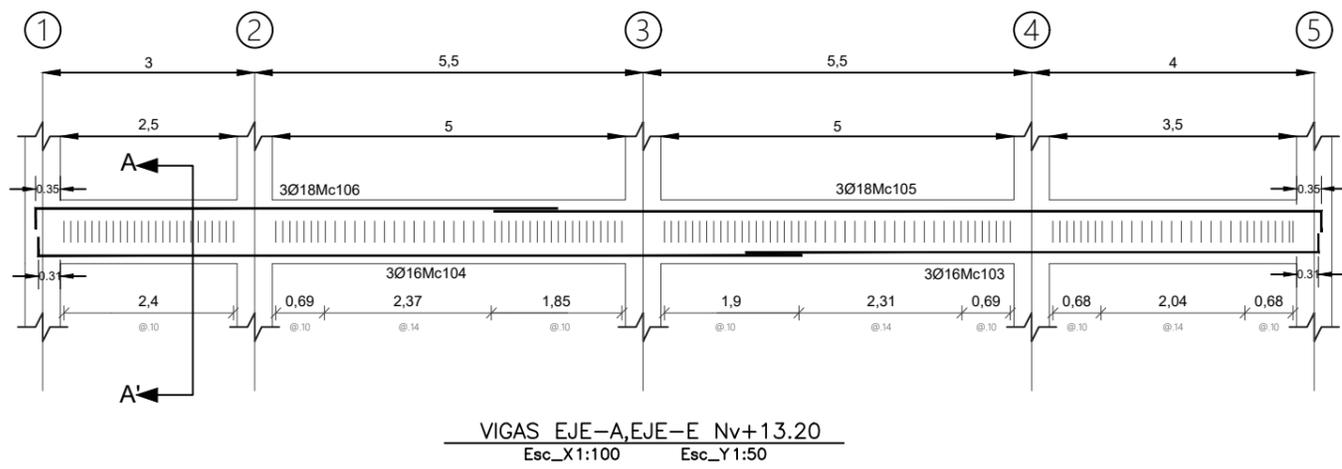
TAMAÑO: A3 LAMINA: 7/13
ESCALA: INDICADAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA



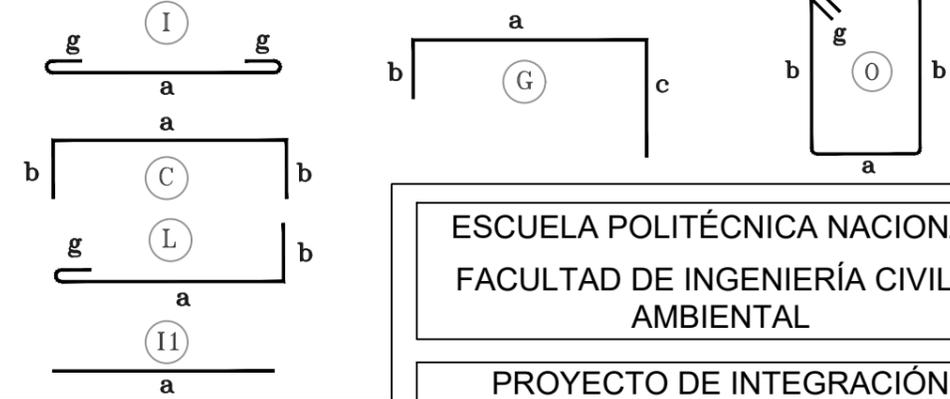
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	14	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	24.78	39.10	Observacion
102	O	10	568	0.22	0.27	0.00	0.10	1.18	670.24	413.54	Observacion
103	L	16	15	8.11	0.26	0.00	0.00	8.37	125.55	198.12	Observacion
104	L	16	15	10.81	0.26	0.00	0.00	11.07	166.05	262.03	Observacion
105	L	18	15	11.71	0.29	0.00	0.00	12.00	180.00	360.00	Observacion
106	L	18	15	7.39	0.29	0.00	0.00	7.68	115.20	230.40	Observacion
107	O	10	134	0.22	0.32	0.00	0.10	1.28	171.52	105.83	Observacion
108	L	16	2	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	2.36	3.72	Observacion
109	I1	20	2	2.43	0.00	0.00	0.00	2.43	4.86	11.98	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	841.76	0	0	318.74	295.20	4.86	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	519.37	0.00	0.00	502.97	590.40	11.98	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	1624.72		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 8.40				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²
 HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

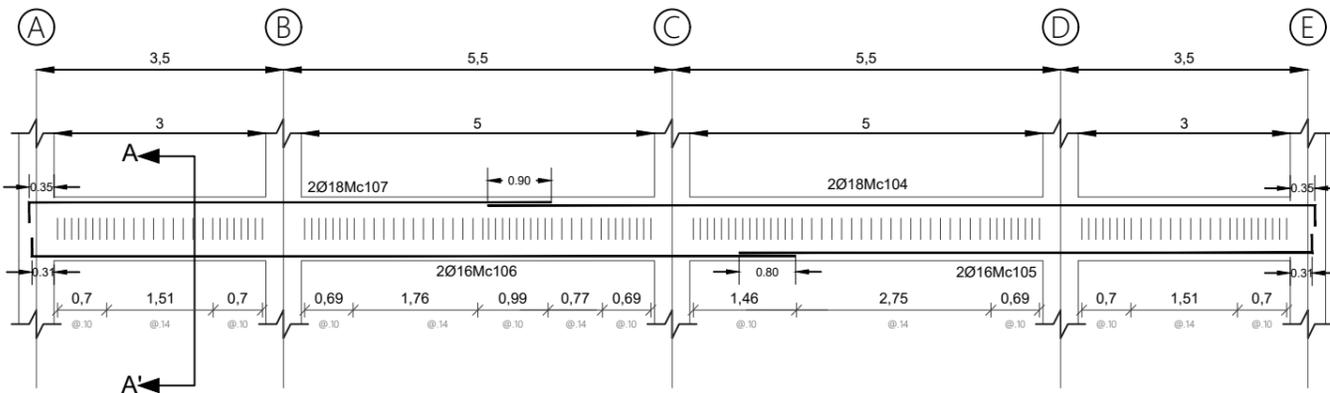
COMPONENTE
 COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
 REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
 VIGAS EJE X Nv+13.20 PROYECTO ECUADOR

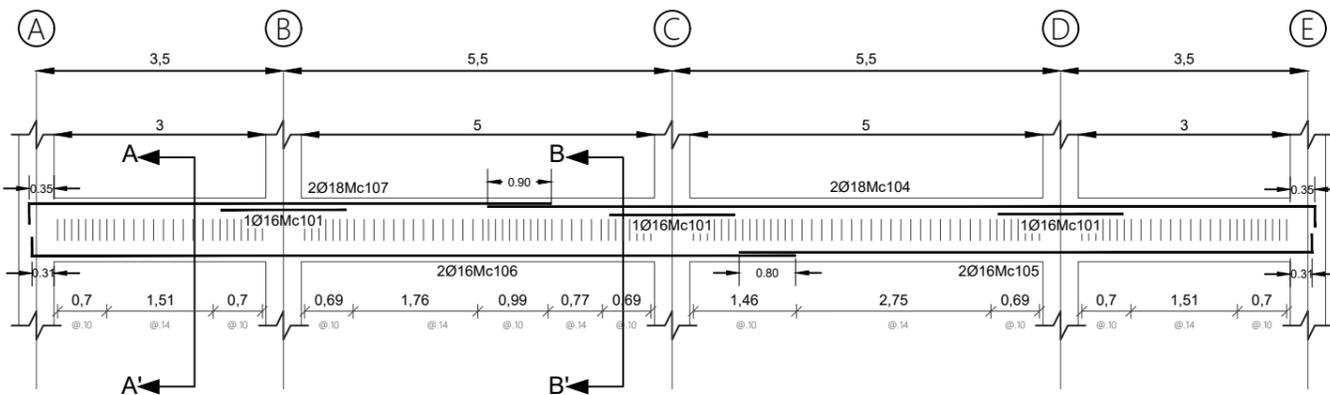
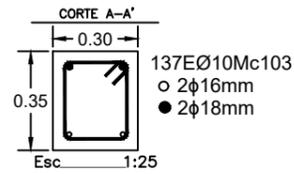
ELABORADO POR:
 IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
 ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

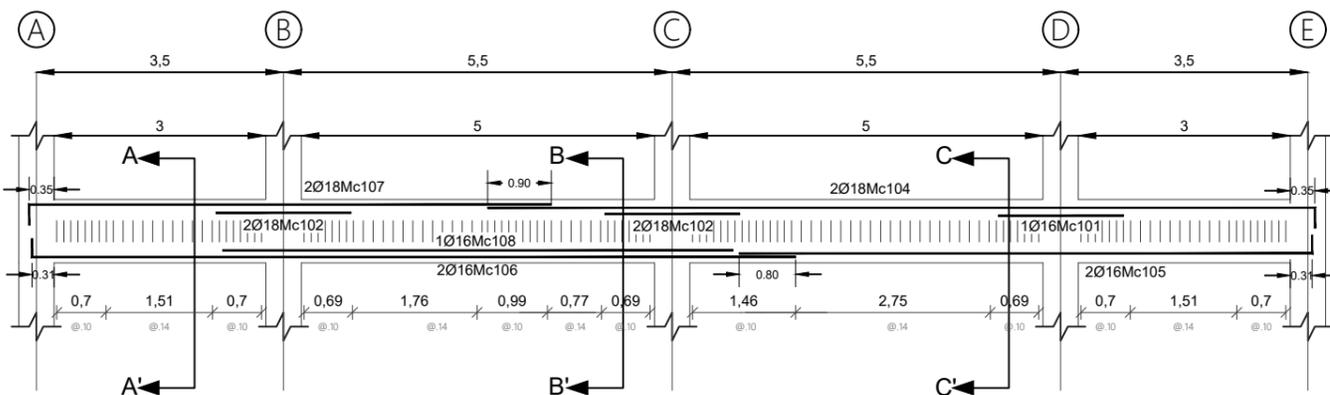
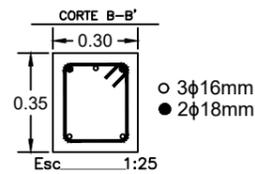
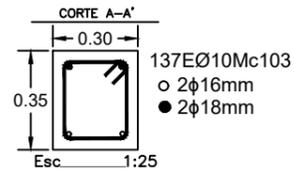
TAMAÑO: A3 LAMINA: 8/13
 ESCALA: INDICADAS



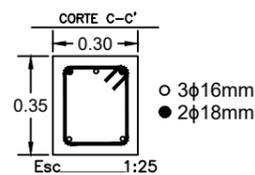
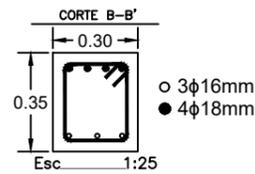
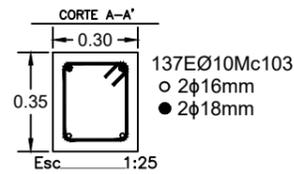
VIGAS EJE-1, EJE-5 Nv+16.40
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-2, EJE-3 Nv+16.40
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGA EJE-4 Nv+16.40
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



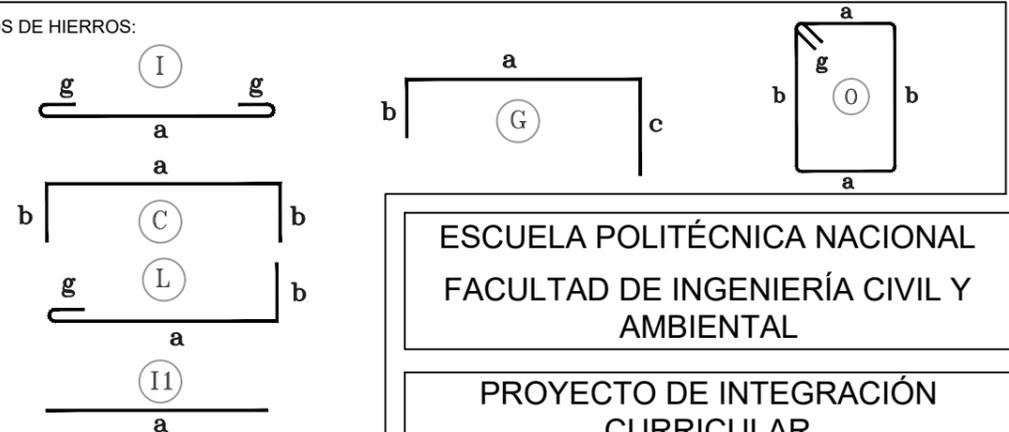
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	7	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	12.39	19.55	Observacion
102	I1	18	4	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	7.64	15.28	Observacion
103	O	10	685	0.22	0.27	0.00	0.10	1.18	808.30	498.72	Observacion
104	L	18	10	11.71	0.29	0.00	0.00	12.00	120.00	240.00	Observacion
105	L	16	10	8.11	0.26	0.00	0.00	8.37	83.70	132.08	Observacion
106	L	16	10	10.81	0.26	0.00	0.00	11.07	110.70	174.68	Observacion
107	L	18	10	7.39	0.29	0.00	0.00	7.68	76.80	153.60	Observacion
108	I1	16	1	7.22	0.00	0.00	0.00	7.22	7.22	11.39	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	808.30	0	0	214.01	204.44	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	498.72	0.00	0.00	337.71	408.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	1245.31		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 8.40				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

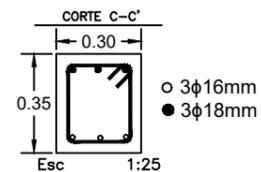
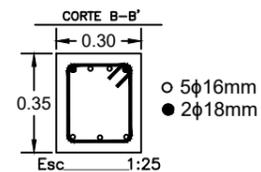
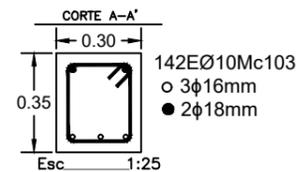
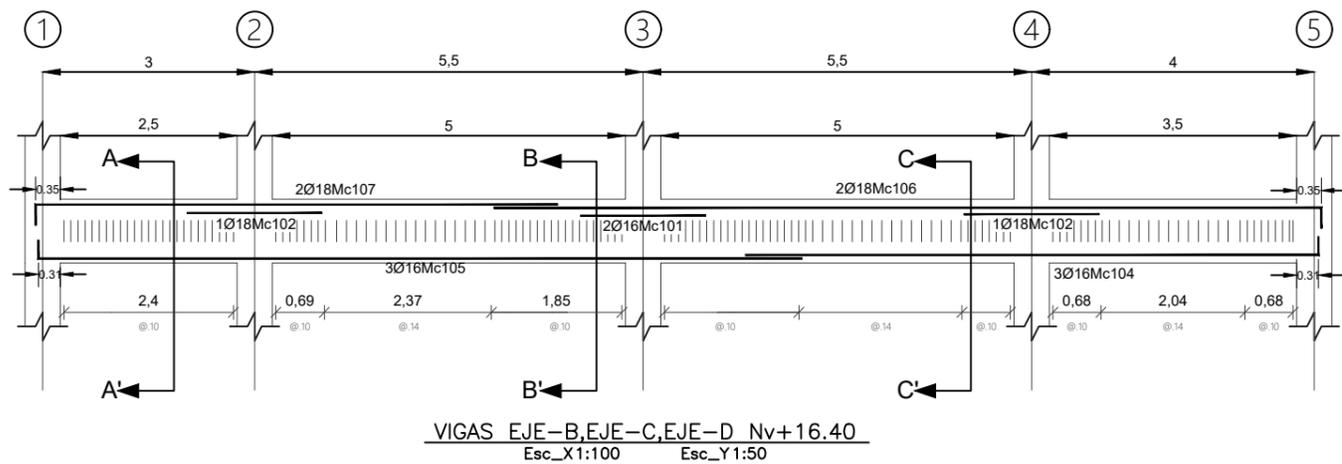
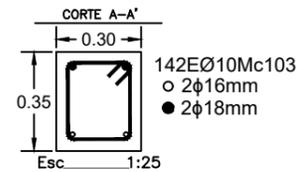
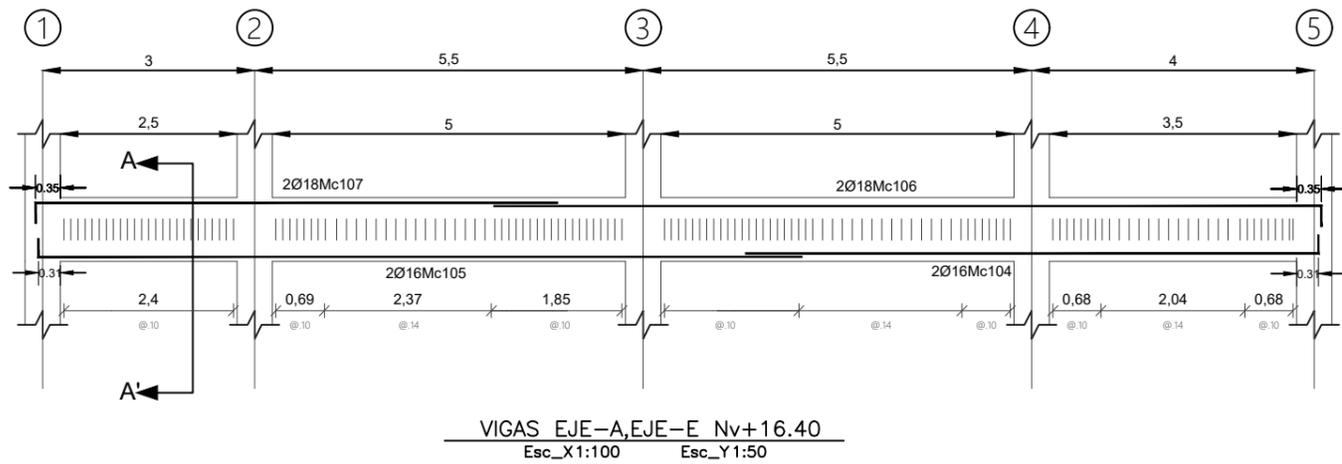
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+16.40 PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 9/13
ESCALA: INDICADAS



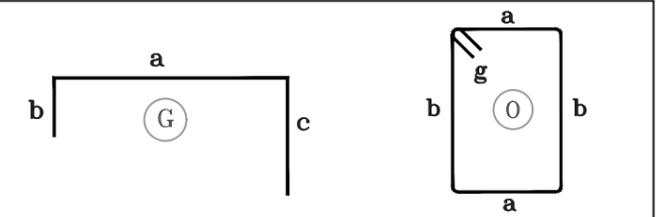
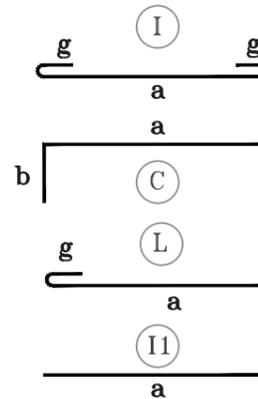
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	6	1.77	0.00	0.00	0.00	1.77	10.62	16.76	Observacion
102	I1	18	6	1.91	0.00	0.00	0.00	1.91	11.46	22.92	Observacion
103	O	10	710	0.22	0.27	0.00	0.10	1.18	837.80	516.92	Observacion
104	L	16	13	8.11	0.26	0.00	0.00	8.37	108.81	171.70	Observacion
105	L	16	13	10.81	0.26	0.00	0.00	11.07	143.91	227.09	Observacion
106	L	18	10	11.71	0.29	0.00	0.00	12.00	120.00	240.00	Observacion
107	L	18	10	7.39	0.29	0.00	0.00	7.68	76.80	153.60	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	837.80	0	0	263.34	208.26	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	516.92	0.00	0.00	415.55	416.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	1348.99		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 8.40				

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

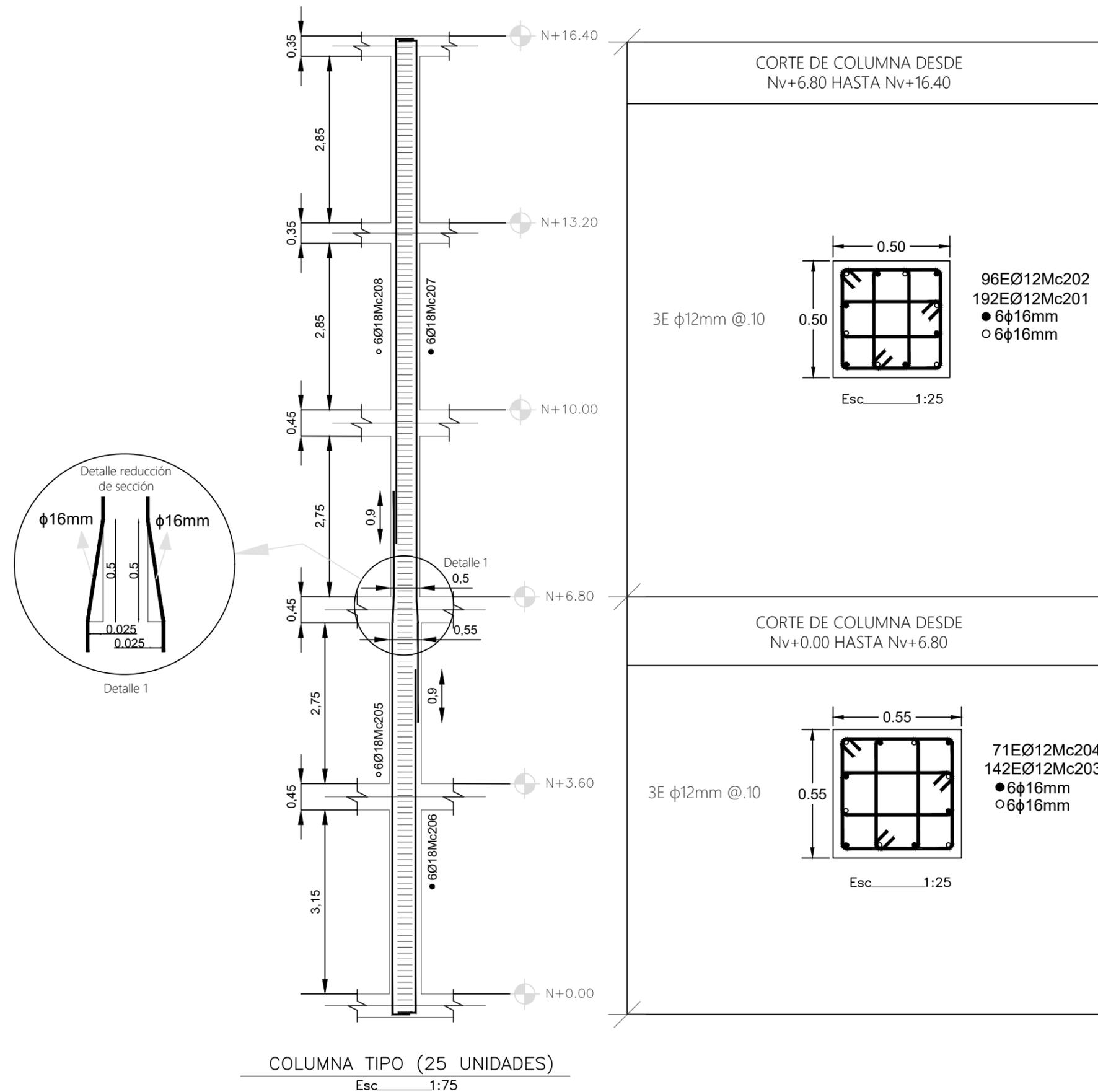
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE X Nv+16.40 PROYECTO ECUADOR

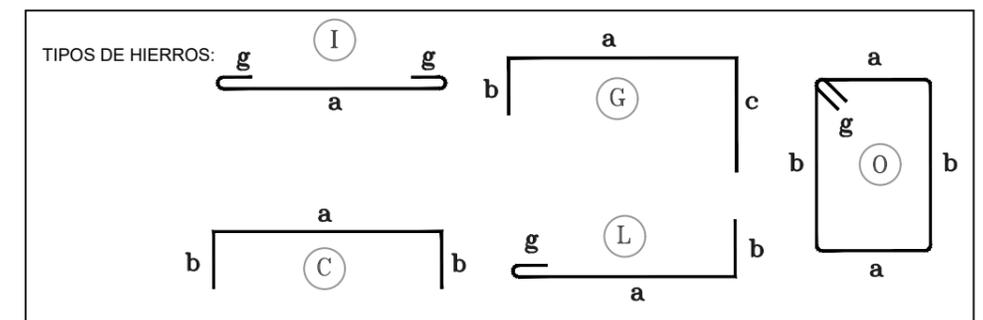
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 10/13
ESCALA: INDICADAS



PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	ϕ mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 200											
Marca 200											
201	O	12	4800	0.42	0.15	0.00	0.11	1.36	6528.00	5796.86	Observacion
202	O	12	2400	0.42	0.42	0.00	0.11	1.90	4560.00	4049.28	Observacion
203	O	12	3550	0.47	0.18	0.00	0.11	1.52	5396.00	4791.65	Observacion
204	O	12	1775	0.47	0.47	0.00	0.11	2.10	3727.50	3310.02	Observacion
205	L	18	150	8.96	0.3	0.00	0	9.26	1389.00	2778.00	Observacion
206	L	18	150	5.9	0.3	0.00	0	6.20	930.00	1860.00	Observacion
207	L	18	150	11.7	0.3	0.00	0	12.00	1800.00	3600.00	Observacion
208	L	18	150	8.64	0.3	0.00	0	8.94	1341.00	2682.00	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
ϕ (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	20211.50	0	0	5460.00	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	17947.81	0.00	0.00	10920.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	28867.81		HORMIGON $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$				COLUMNAS (m3) = 111.425				



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

HIERRO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

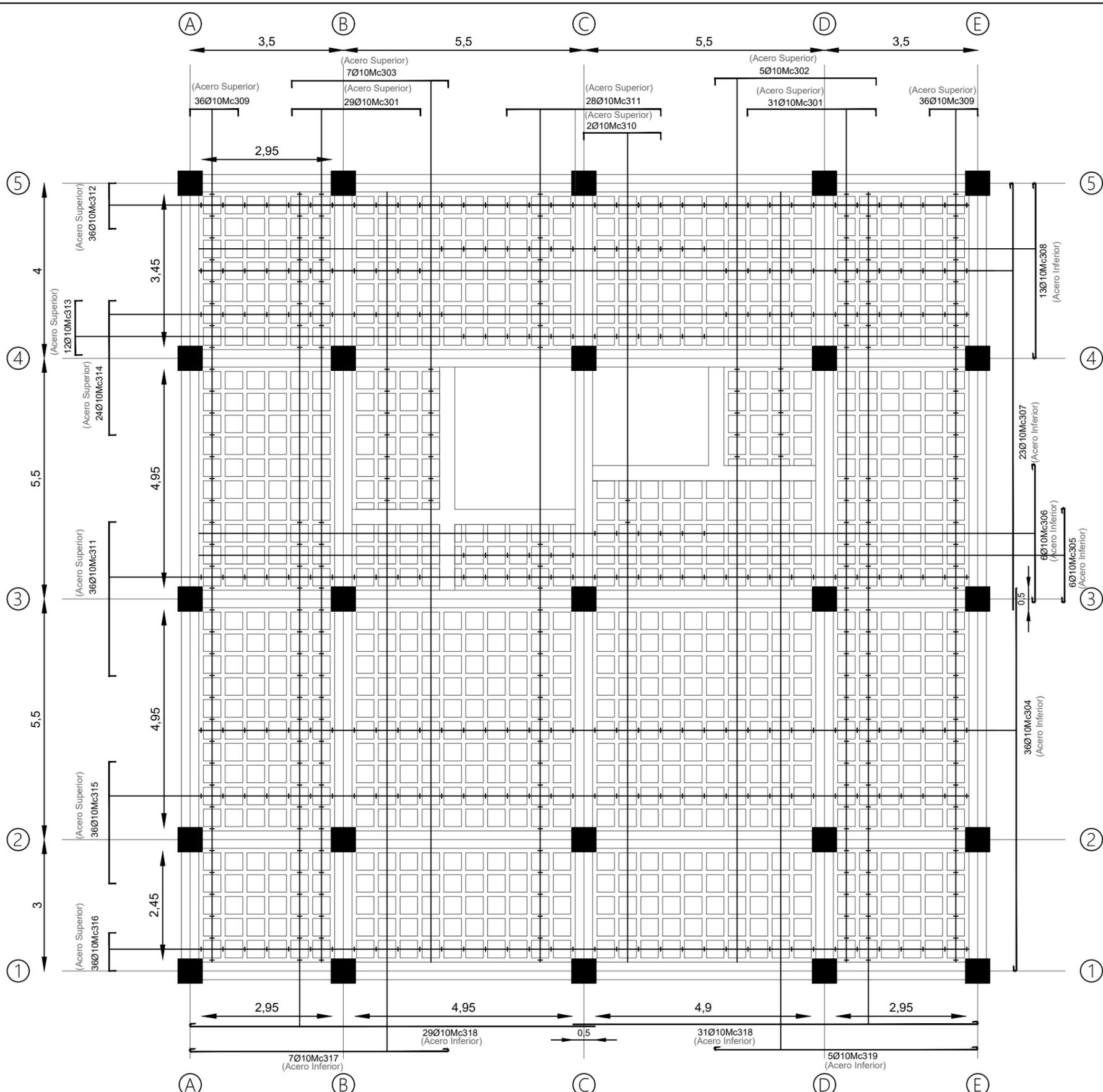
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
COLUMNA TIPO PROYECTO ECUADOR

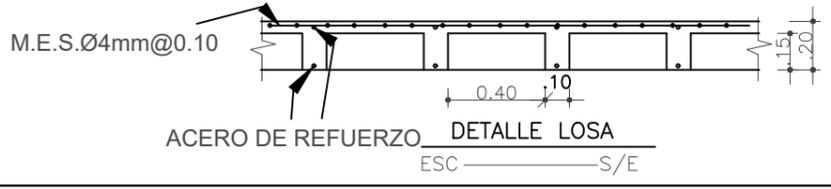
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

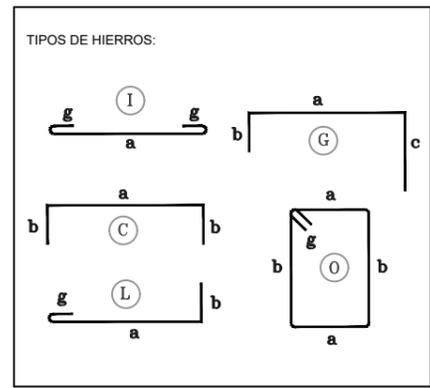
TAMAÑO: A3 **LAMINA: 11/13**
ESCALA: INDICADAS



LOSA TIPO Nv+3.60;Nv+6.80;Nv+10.00;Nv+13.20
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 300											
301	C	10	240	2.94	0.16	0.00	0.00	3.26	782.40	482.74	Observacion
302	C	10	20	3.68	0.16	0.00	0.00	4.00	80.00	49.36	Observacion
303	C	10	28	3.58	0.16	0.00	0.00	3.90	109.20	67.38	Observacion
304	L	10	144	8.78	0	0.00	0.11	8.89	1280.16	789.86	Observacion
305	I	10	24	2.15	0.00	0.00	0.11	2.37	56.88	35.09	Observacion
306	I	10	24	3.15	0.00	0.00	0.11	3.37	80.88	49.90	Observacion
307	L	10	92	9.78	0	0.00	0.11	9.89	909.88	561.40	Observacion
308	I	10	52	4	0.00	0.00	0.11	4.22	219.44	135.39	Observacion
309	C	10	288	1.1	0.16	0.00	0.00	1.42	408.96	252.33	Observacion
310	C	10	8	1.76	0.16	0.00	0.00	2.08	16.64	10.27	Observacion
311	C	10	256	3.52	0.16	0.00	0.00	3.84	983.04	606.54	Observacion
312	C	10	144	1.04	0.16	0.00	0.00	1.36	195.84	120.83	Observacion
313	C	10	48	1.24	0.16	0.00	0.00	1.56	74.88	46.20	Observacion
314	C	10	96	3.07	0.16	0.00	0.00	3.39	325.44	200.80	Observacion
315	C	10	144	2.53	0.16	0.00	0.00	2.85	410.40	253.22	Observacion
316	C	10	144	0.87	0.16	0.00	0.00	1.19	171.36	105.73	Observacion
317	I	10	28	5.9	0.00	0.00	0.11	6.12	171.36	105.73	Observacion
318	L	10	240	9.28	0	0.00	0.11	9.39	2253.60	1390.47	Observacion
319	I	10	20	6	0.00	0.00	0.11	6.22	124.40	76.75	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	8654.76	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	5339.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 5339.99			LOSA 1 (m3) = 127.71			No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 1894					
HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²			W M.E.S (Kg) = 2415.23								



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

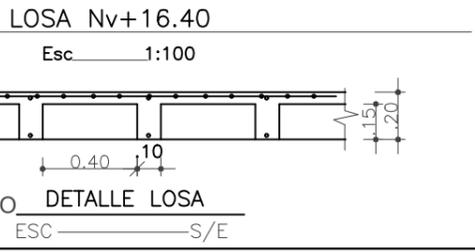
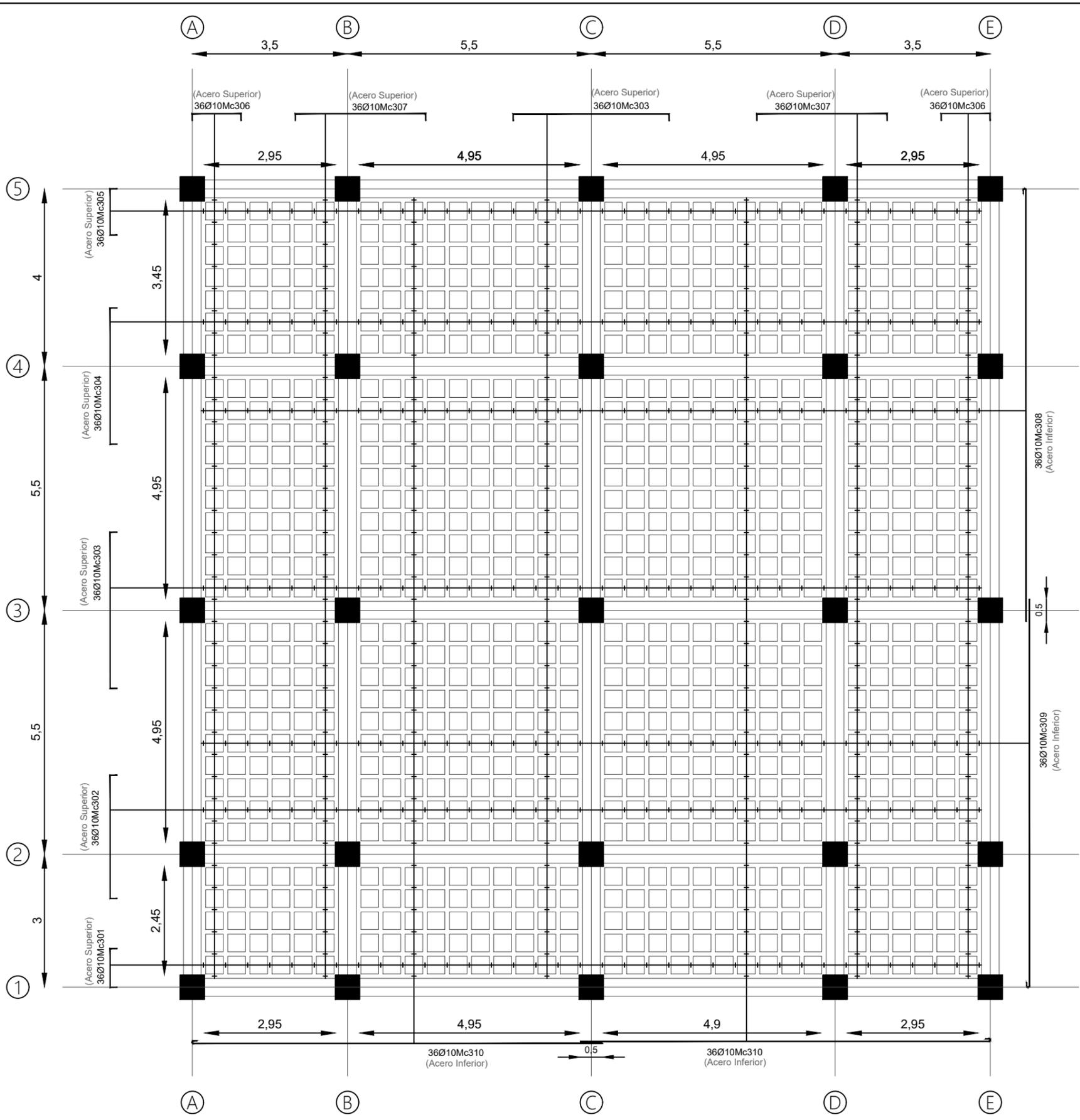
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
LOSA TIPO PROYECTO ECUADOR

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

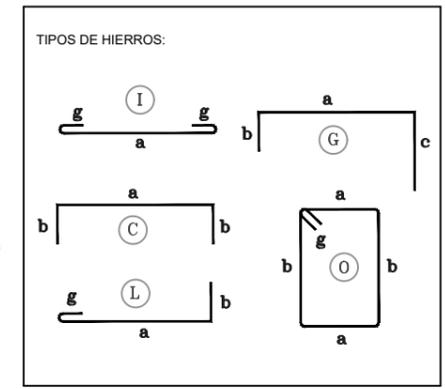
TAMAÑO: A3 LAMINA: 12/13
ESCALA: INDICADAS



PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				

MARCAS 300											
Marca 300											
301	C	10	36	0.87	0.16	0.00	0.00	1.19	42.84	26.43	Observacion
302	C	10	36	2.53	0.16	0.00	0.00	2.85	102.60	63.30	Observacion
303	C	10	72	3.52	0.16	0.00	0.00	3.84	276.48	170.59	Observacion
304	C	10	36	3.07	0.16	0.00	0.00	3.39	122.04	75.30	Observacion
305	C	10	36	1.04	0.16	0.00	0.00	1.36	48.96	30.21	Observacion
306	C	10	72	1.1	0.16	0.00	0.00	1.42	102.24	63.08	Observacion
307	C	10	72	2.94	0.16	0.00	0.00	3.26	234.72	144.82	Observacion
308	L	10	36	9.78	0	0.00	0.11	9.89	356.04	219.68	Observacion
309	L	10	36	8.78	0	0.00	0.11	8.89	320.04	197.46	Observacion
310	L	10	72	9.28	0	0.00	0.11	9.39	676.08	417.14	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	2282.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	1408.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =		1408.02		LOSA 1 (m3) = 33.70				No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 2048				
HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²		W M.E.S (Kg) = 637.24										



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
LOSA Nv+16.40 PROYECTO ECUADOR

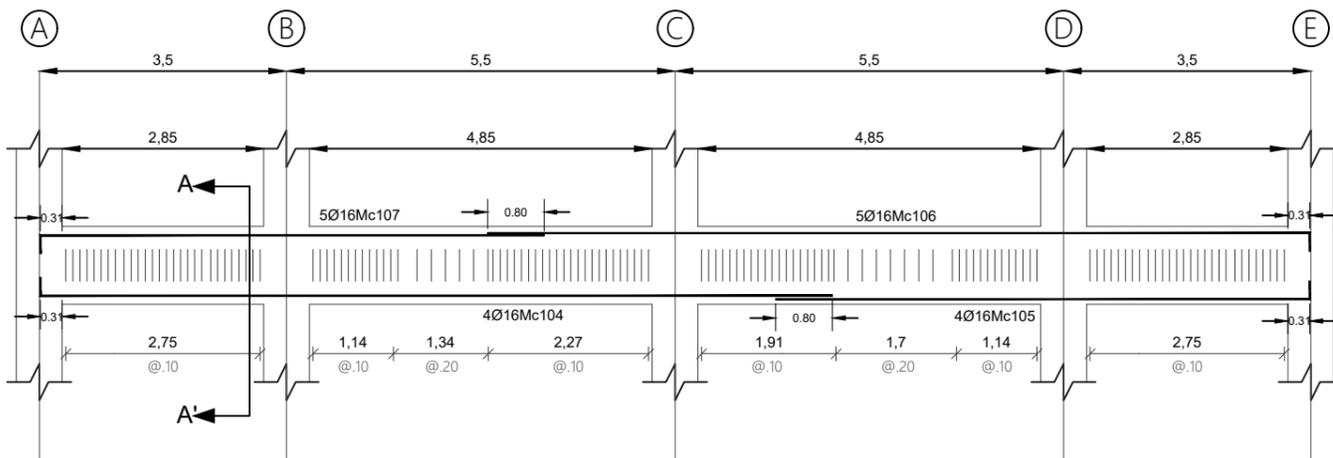
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

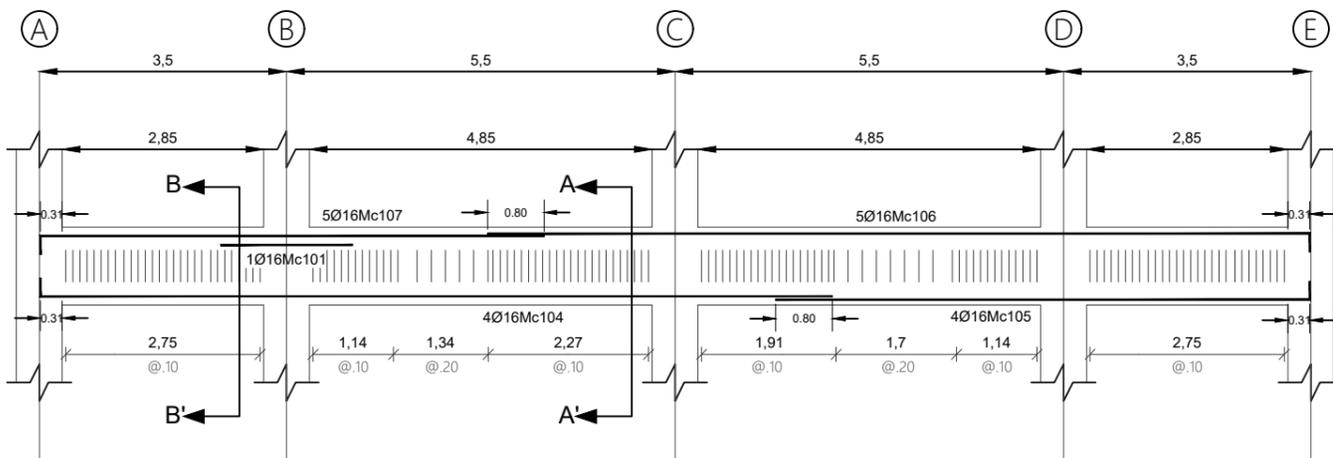
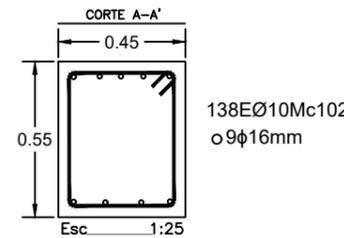
TAMAÑO: A3 **LAMINA: 13/13**

ESCALA: INDICADAS

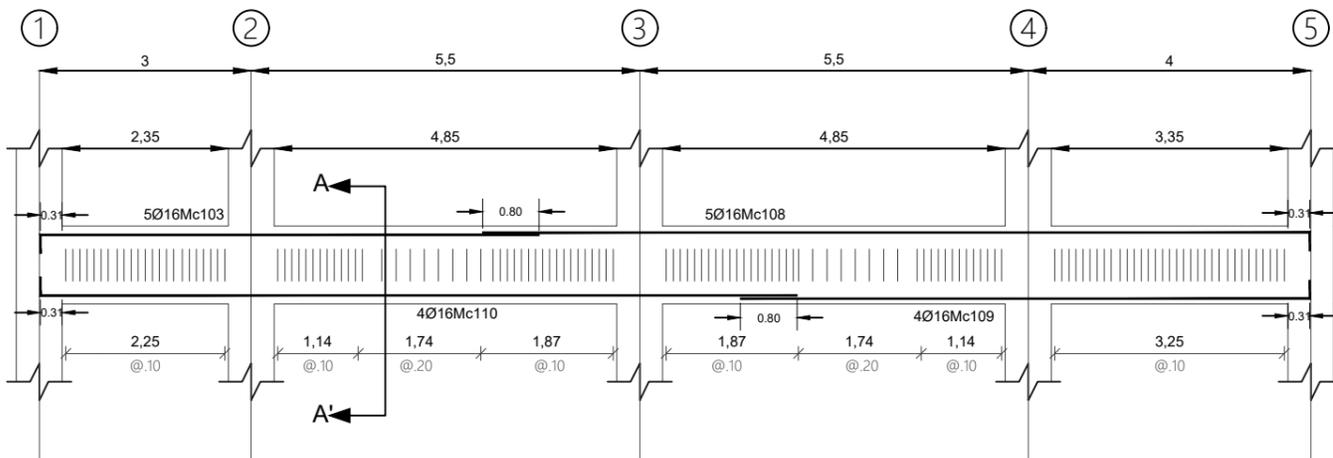
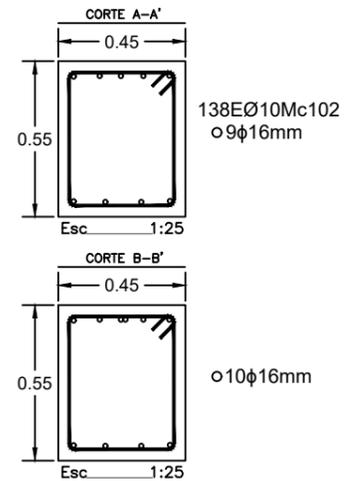
5.2 ANEXO II. Planos estructurales edificación Colombia



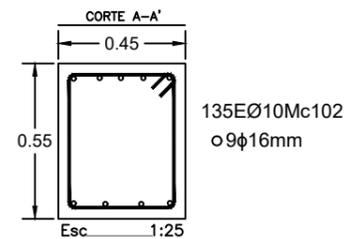
VIGAS EJE-1, EJE-2, EJE-3, EJE-5 Nv+3.60
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-4 Nv+3.60
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-A, EJE-B, EJE-C, EJE-D, EJE-E Nv+16.40
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



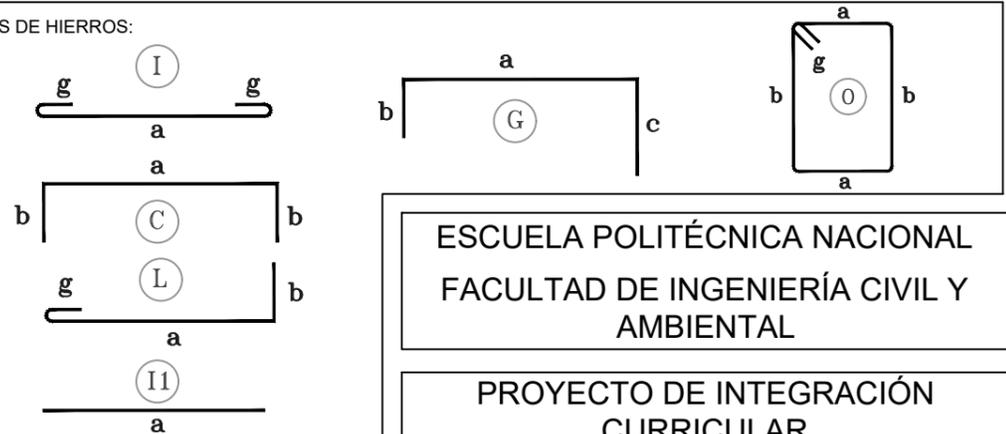
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	1	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	1.87	2.95	Observacion
102	O	10	1365	0.37	0.47	0.00	0.1	1.88	2566.20	1583.35	Observacion
103	L	16	25	7.06	0.26	0.00	0.00	7.32	183.00	288.77	Observacion
104	L	16	20	11.22	0.26	0.00	0.00	11.48	229.60	362.31	Observacion
105	L	16	20	7.66	0.26	0.00	0.00	7.92	158.40	249.96	Observacion
106	L	16	25	11.64	0.26	0.00	0.00	11.90	297.50	469.46	Observacion
107	L	16	25	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	184.75	291.54	Observacion
108	L	16	25	11.71	0.26	0.00	0.00	11.97	299.25	472.22	Observacion
109	L	16	20	8.16	0.26	0.00	0.00	8.42	168.40	265.74	Observacion
110	L	16	20	10.72	0.26	0.00	0.00	10.98	219.60	346.53	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	2566.20	0	0	1742.37	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1583.35	0.00	0.00	2749.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	4332.81			HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 38.12			

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

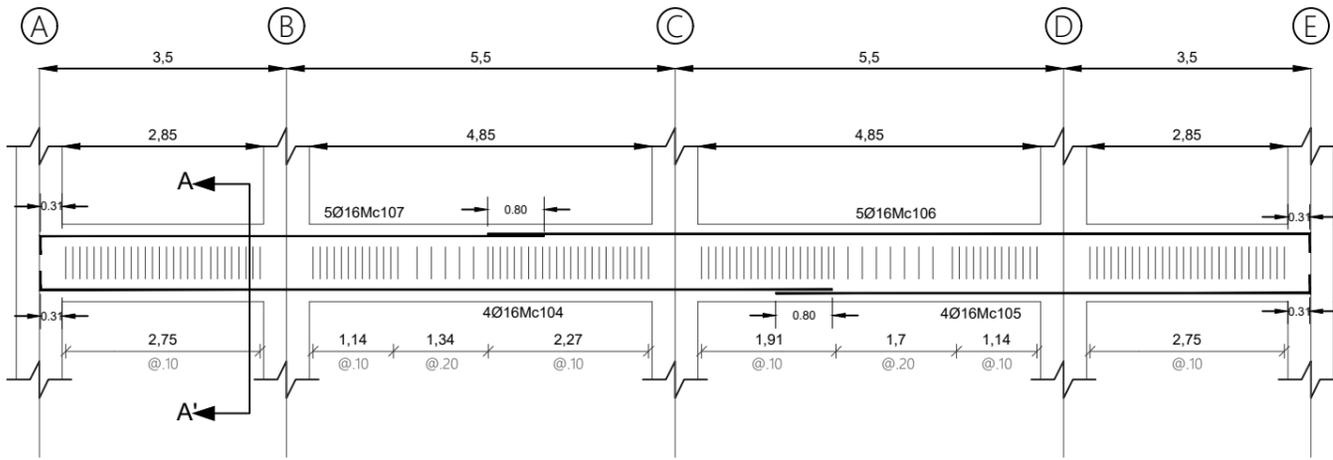
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS Nv+3.60 PROYECTO COLOMBIA

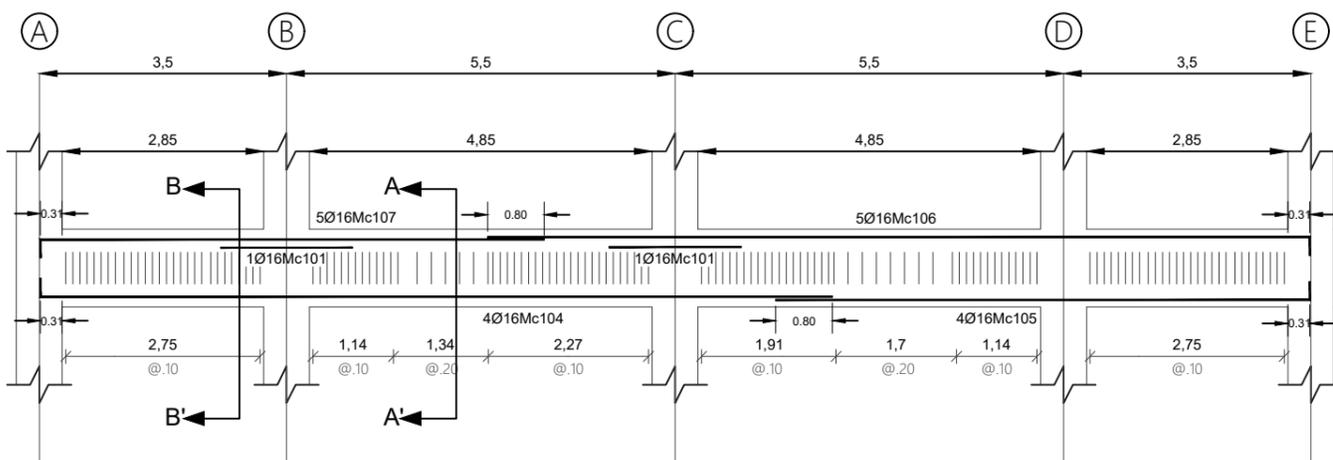
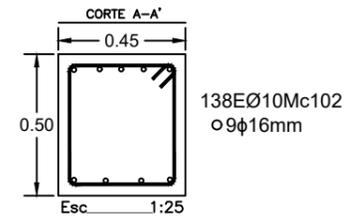
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

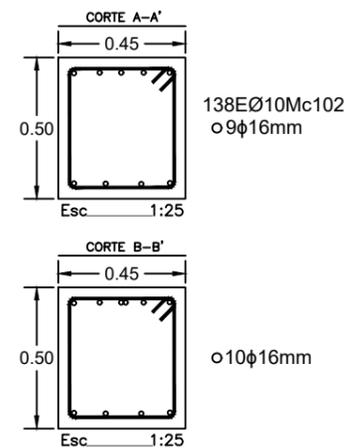
TAMAÑO: A3 LAMINA: 1/11
ESCALA: INDICADAS



VIGAS EJE-1, EJE-2, EJE-3, EJE-5 Nv+6.80
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-4 Nv+6.80
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



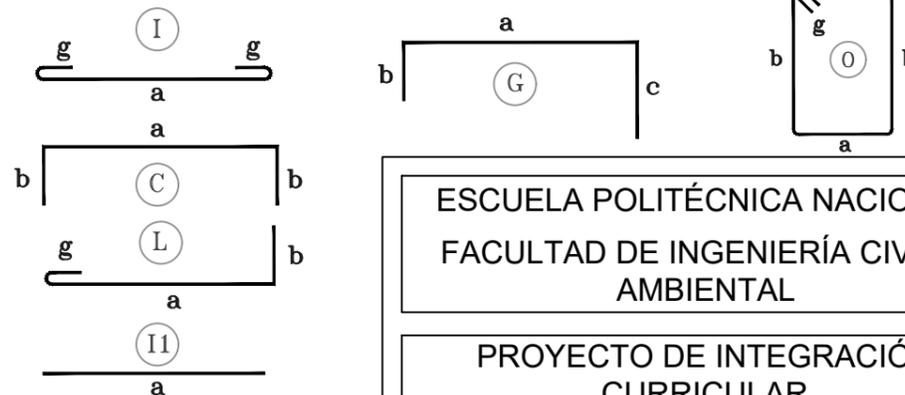
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	2	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	3.74	5.90	Observacion
102	O	10	690	0.37	0.42	0.00	0.10	1.78	1228.20	757.80	Observacion
104	L	16	20	11.22	0.26	0.00	0.00	11.48	229.60	362.31	Observacion
105	L	16	20	7.66	0.26	0.00	0.00	7.92	158.40	249.96	Observacion
106	L	16	25	11.64	0.26	0.00	0.00	11.90	297.50	469.46	Observacion
107	L	16	25	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	184.75	291.54	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	1228.20	0	0	873.99	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	757.80	0.00	0.00	1379.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	2136.96		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²					VIGAS (m ³) = 17.32			

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

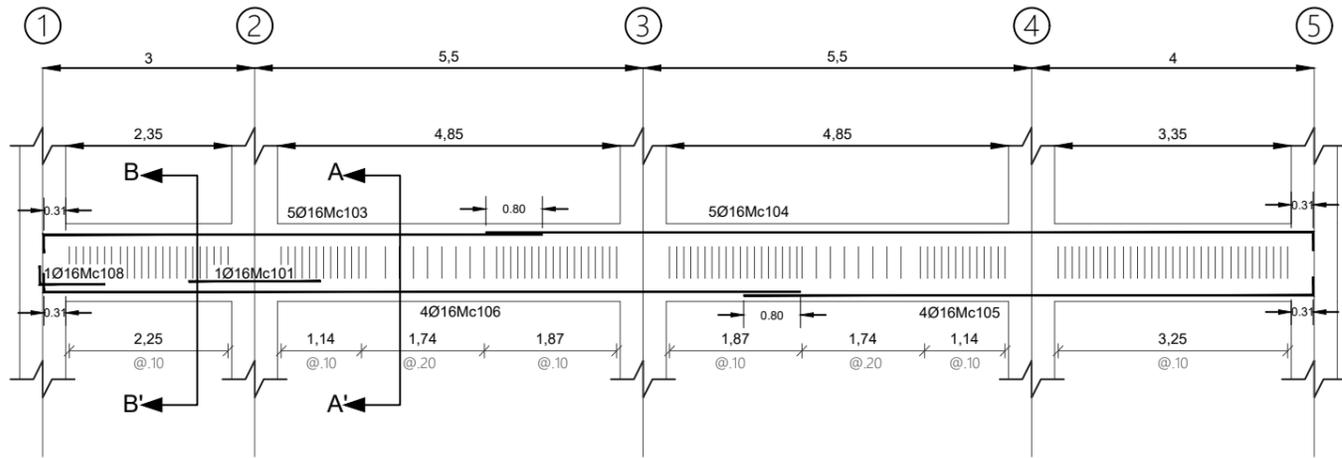
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+6.80 PROYECTO COLOMBIA

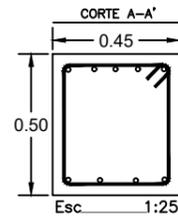
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

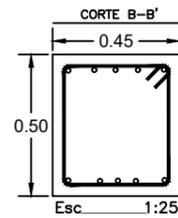
TAMAÑO: A3 LAMINA: 2/11
ESCALA: INDICADAS



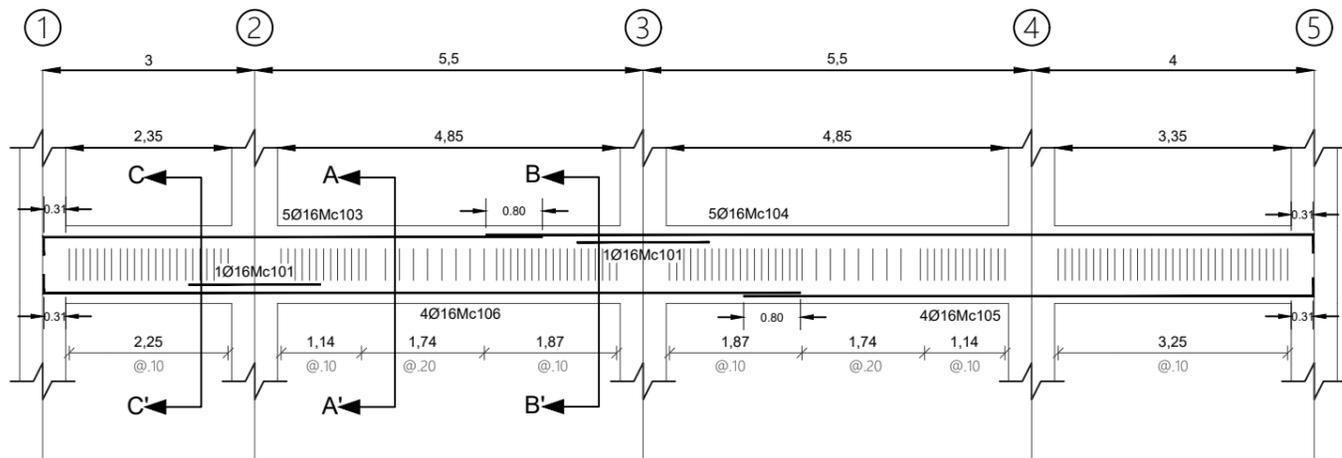
VIGAS EJE-A, EJE-E Nv+6.80
Esc_X1:100 Esc_Y1:50



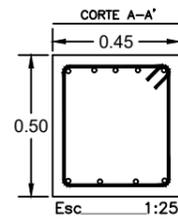
135EØ10Mc102
ø9Ø16mm



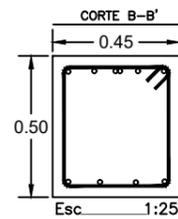
ø10Ø16mm



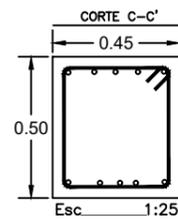
VIGAS EJE-B, EJE-C, EJE-D Nv+6.80
Esc_X1:100 Esc_Y1:50



135EØ10Mc102
ø9Ø16mm



ø10Ø16mm



ø10Ø16mm

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				

MARCAS 100

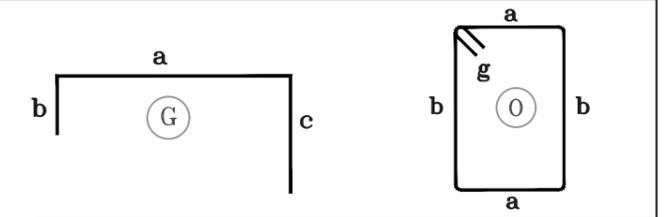
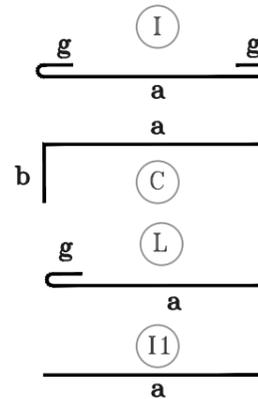
Marca 100											
101	I1	16	8	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	14.96	23.61	Observacion
102	O	10	675	0.37	0.42	0.00	0.10	1.78	1201.50	741.33	Observacion
103	L	16	25	7.06	0.26	0.00	0.00	7.32	183.00	288.77	Observacion
104	L	16	25	11.71	0.26	0.00	0.00	11.97	299.25	472.22	Observacion
105	L	16	20	8.16	0.26	0.00	0.00	8.42	168.40	265.74	Observacion
106	L	16	20	10.72	0.26	0.00	0.00	10.98	219.60	346.53	Observacion
108	L	16	2	0.92	0.26	0.00	0.00	1.18	2.36	3.72	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	1201.50	0	0	887.57	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	741.33	0.00	0.00	1400.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 2141.92 HORMIGON f_c = 280 Kg/cm² VIGAS (m³) = 17.32

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

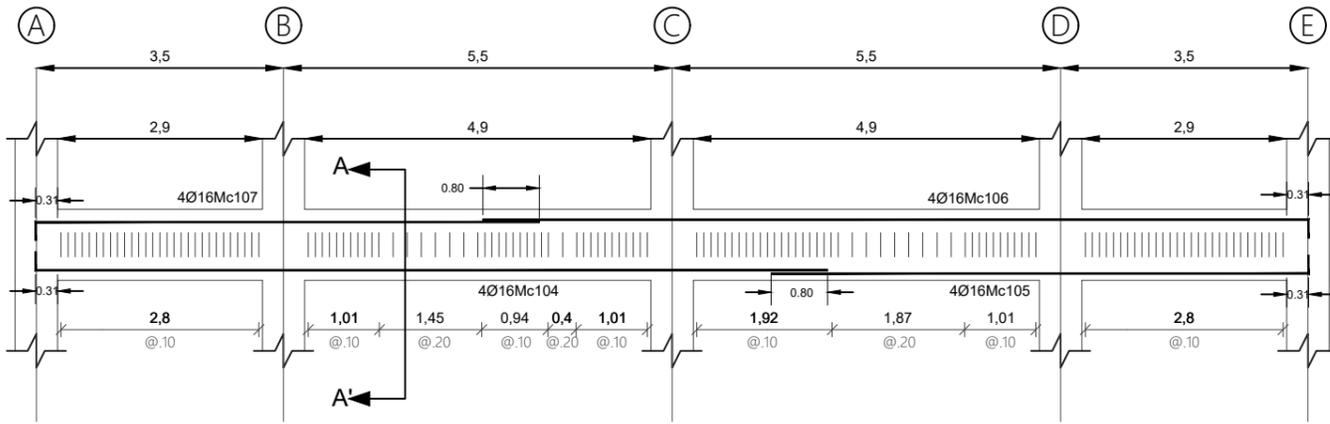
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE X Nv+6.80 PROYECTO COLOMBIA

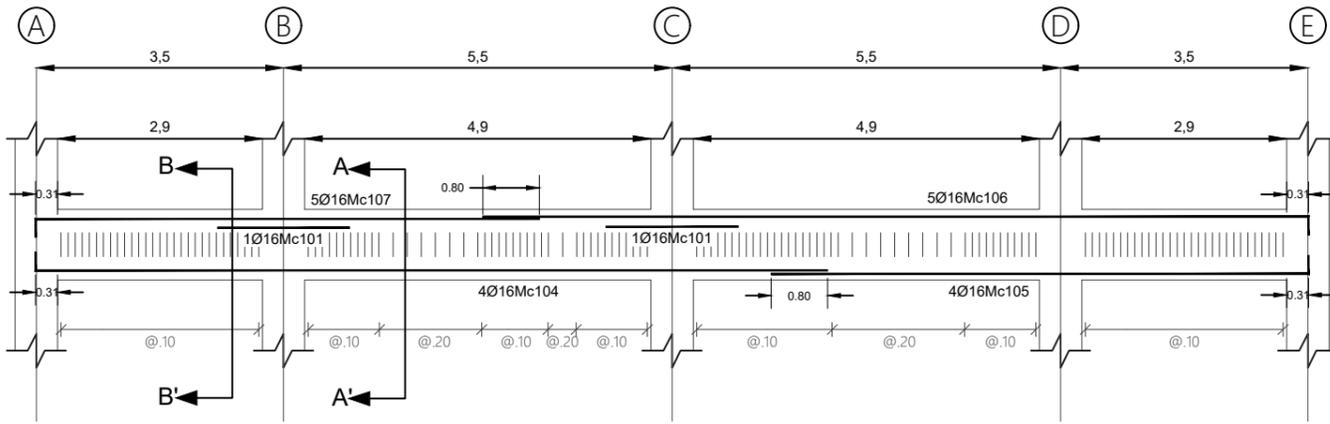
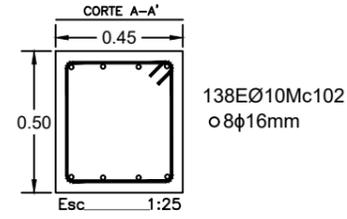
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

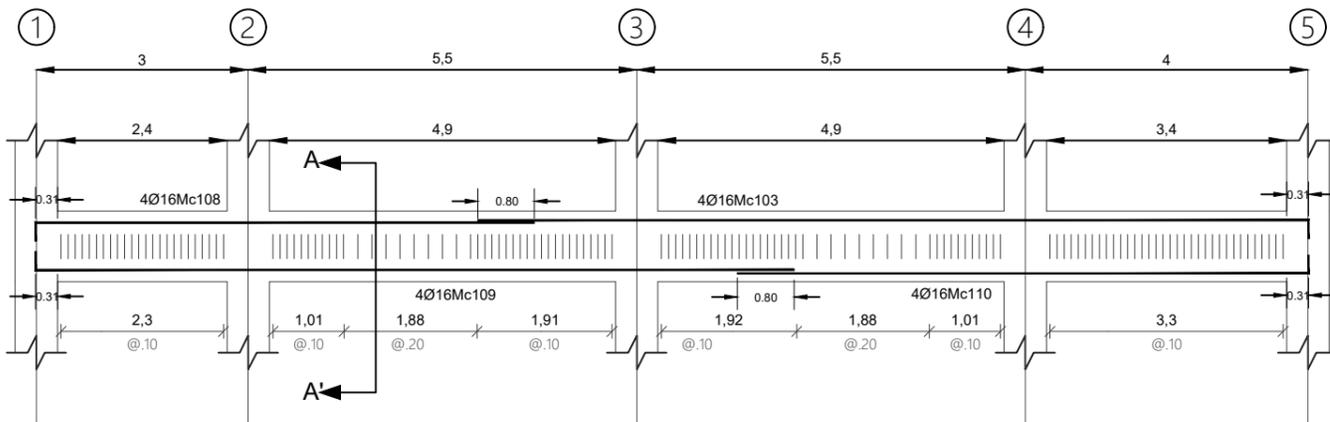
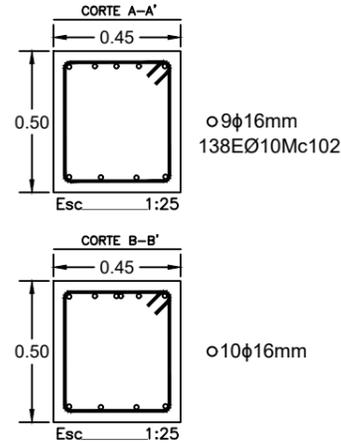
TAMAÑO: A3 LAMINA: 3/11
ESCALA: INDICADAS



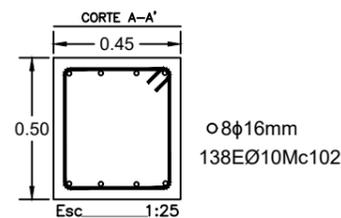
VIGAS EJE-1,EJE-2,EJE-3,EJE-5 Nv+10.00
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-4 Nv+10.00
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-A,EJE-B,EJE-C,EJE-D,EJE-E Nv+10.00
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



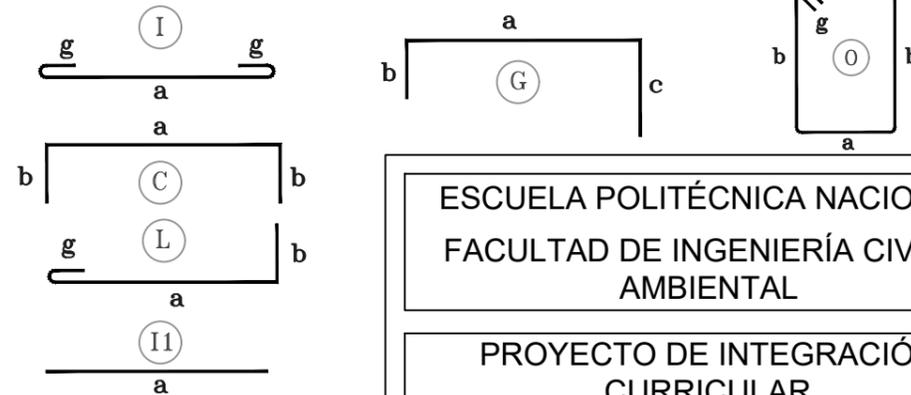
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	2	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	3.74	5.90	Observacion
102	O	10	1380	0.37	0.42	0.00	0.1	1.78	2456.40	1515.60	Observacion
103	L	16	20	11.76	0.26	0.00	0.00	12.02	240.40	379.35	Observacion
104	L	16	20	11.22	0.26	0.00	0.00	11.48	229.60	362.31	Observacion
105	L	16	20	7.61	0.26	0.00	0.00	7.87	157.40	248.38	Observacion
106	L	16	21	11.69	0.26	0.00	0.00	11.95	250.95	396.00	Observacion
107	L	16	21	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	155.19	244.89	Observacion
108	L	16	20	7.06	0.26	0.00	0.00	7.32	146.40	231.02	Observacion
109	L	16	20	10.75	0.26	0.00	0.00	11.01	220.20	347.48	Observacion
110	L	16	20	8.19	0.26	0.00	0.00	8.45	169.00	266.68	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	2456.40	0	0	1572.88	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1515.60	0.00	0.00	2482.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	3997.60			HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 35.10			

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

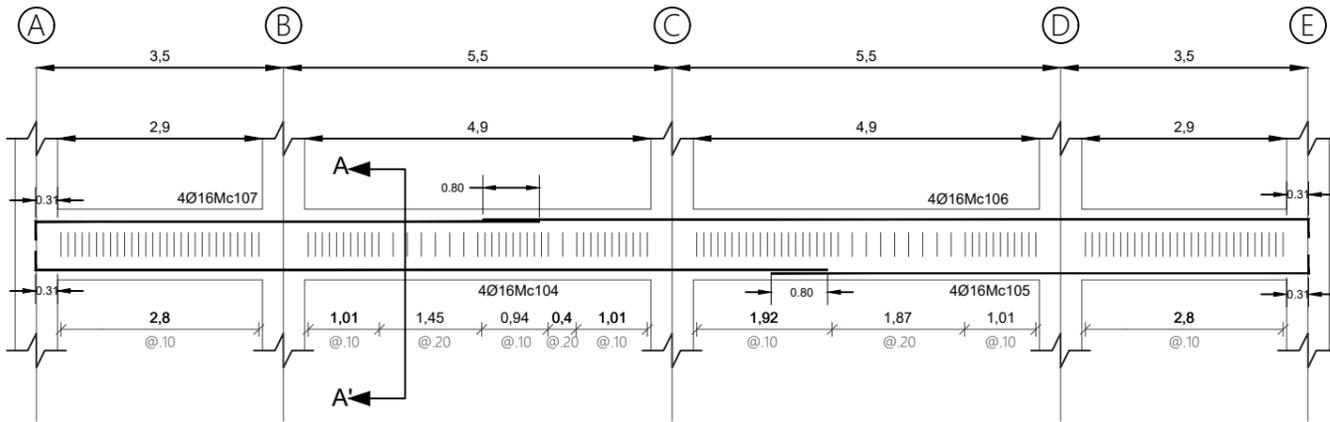
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS Nv+10.00 PROYECTO COLOMBIA

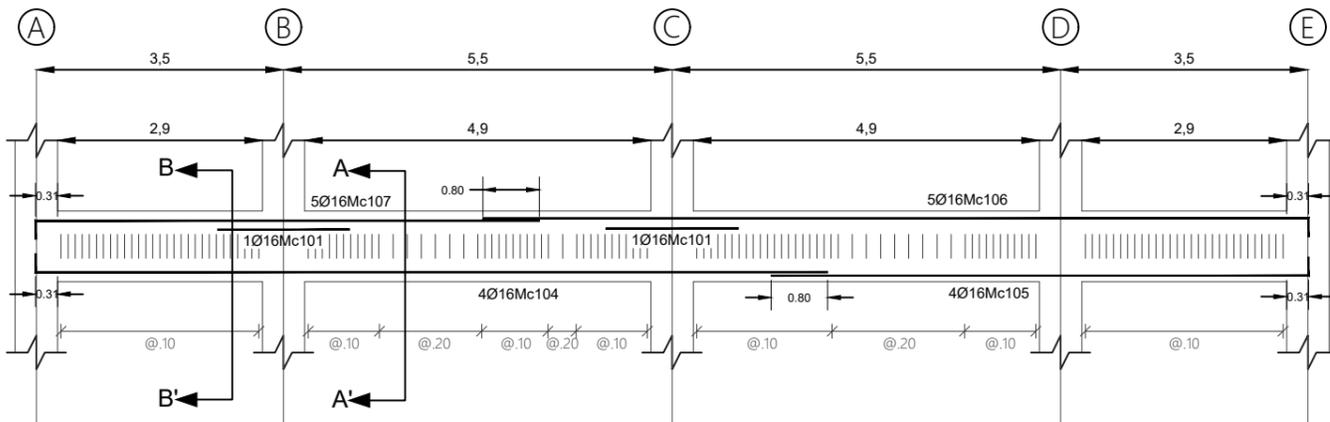
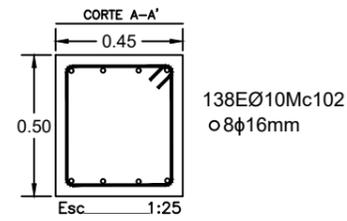
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

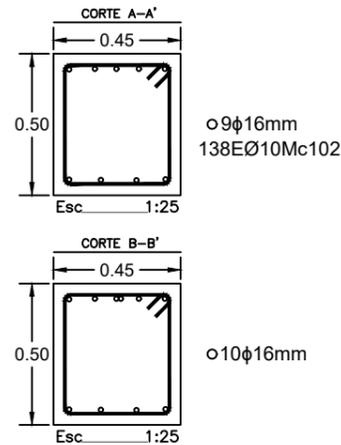
TAMAÑO: A3 LAMINA: 4/11
ESCALA: INDICADAS



VIGAS EJE-1, EJE-2, EJE-3, EJE-5 Nv+13.20
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



VIGAS EJE-4 Nv+13.20
Esc_X 1:100 Esc_Y 1:50



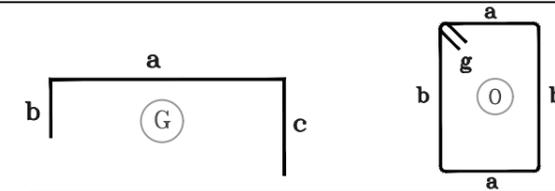
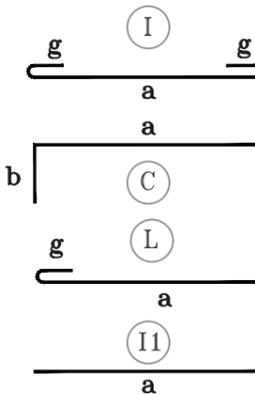
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	2	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	3.74	5.90	Observacion
102	O	10	690	0.37	0.42	0.00	0.1	1.78	1228.20	757.80	Observacion
104	L	16	20	11.22	0.26	0.00	0.00	11.48	229.60	362.31	Observacion
105	L	16	20	7.61	0.26	0.00	0.00	7.87	157.40	248.38	Observacion
106	L	16	21	11.69	0.26	0.00	0.00	11.95	250.95	396.00	Observacion
107	L	16	21	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	155.19	244.89	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	1228.20	0	0	796.88	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	757.80	0.00	0.00	1257.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	1998.89			HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 17.78			

TIPOS DE HIERROS:



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+13.20 PROYECTO COLOMBIA

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

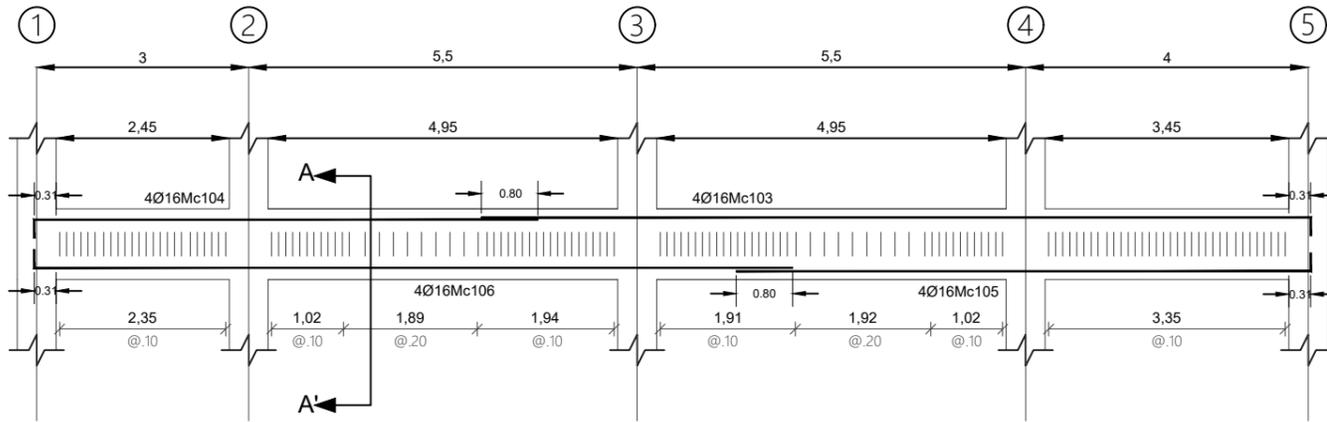
TAMAÑO: A3 LAMINA: 5/11
ESCALA: INDICADAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

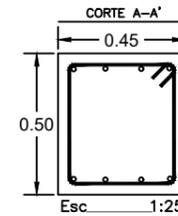
HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

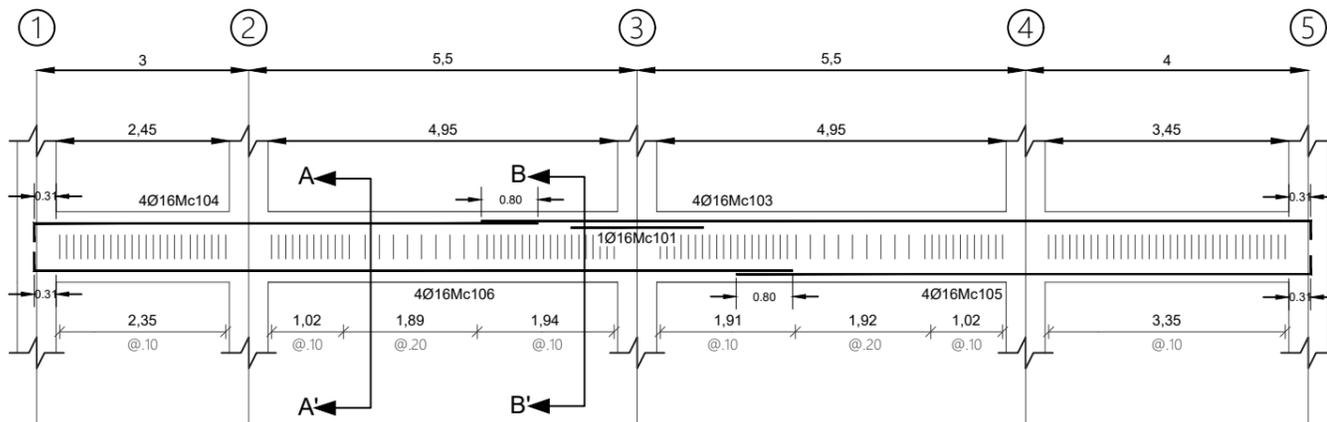
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA



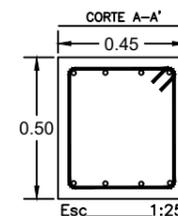
VIGAS EJE-A, EJE-E Nv+13.20
Esc_X1:100 Esc_Y1:50



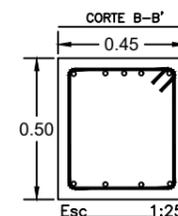
138EØ10Mc102
Ø8φ16mm



VIGAS EJE-B, EJE-C, EJE-D Nv+13.20
Esc_X1:100 Esc_Y1:50



138EØ10Mc102
Ø8φ16mm



Ø9φ16mm

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				

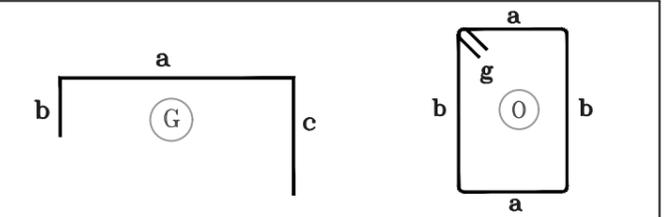
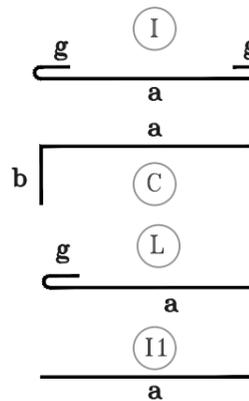
MARCAS 100

Marca 100											
101	I1	16	3	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	5.61	8.85	Observacion
102	O	10	690	0.37	0.42	0.00	0.1	1.78	1228.20	757.80	Observacion
103	L	16	20	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	240.00	378.72	Observacion
104	L	16	20	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	147.80	233.23	Observacion
105	L	16	20	8.14	0.26	0.00	0.00	8.40	168.00	265.10	Observacion
106	L	16	20	10.75	0.26	0.00	0.00	11.01	220.20	347.48	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	1228.20	0	0	781.61	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	757.80	0.00	0.00	1233.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	1991.18		HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2					VIGAS (m3) = 17.78			

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f'c = 280 Kg/cm2

HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

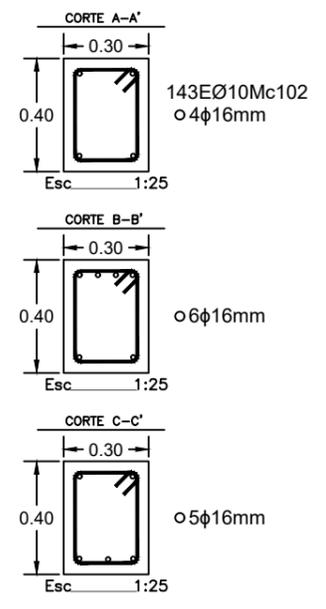
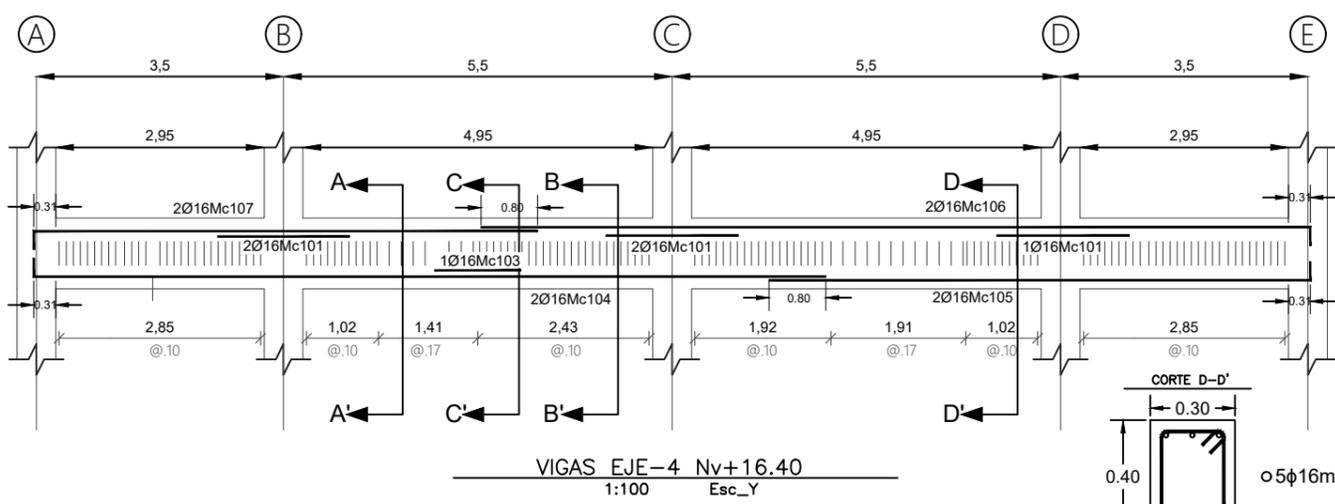
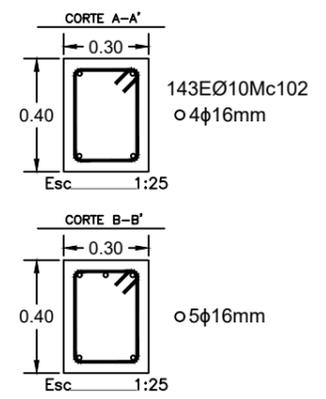
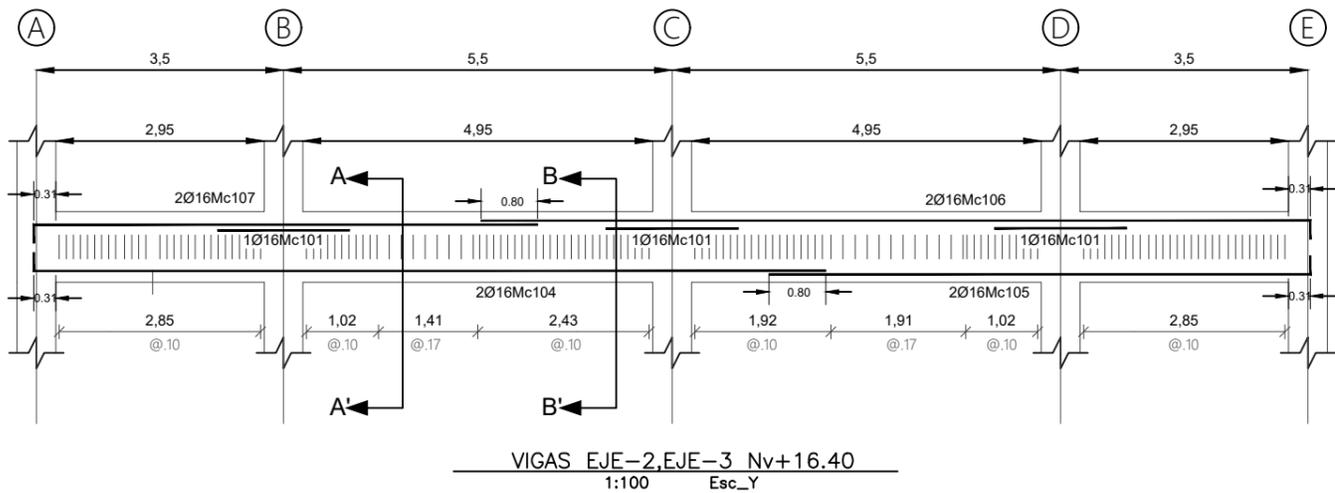
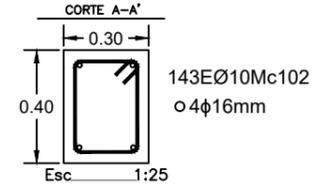
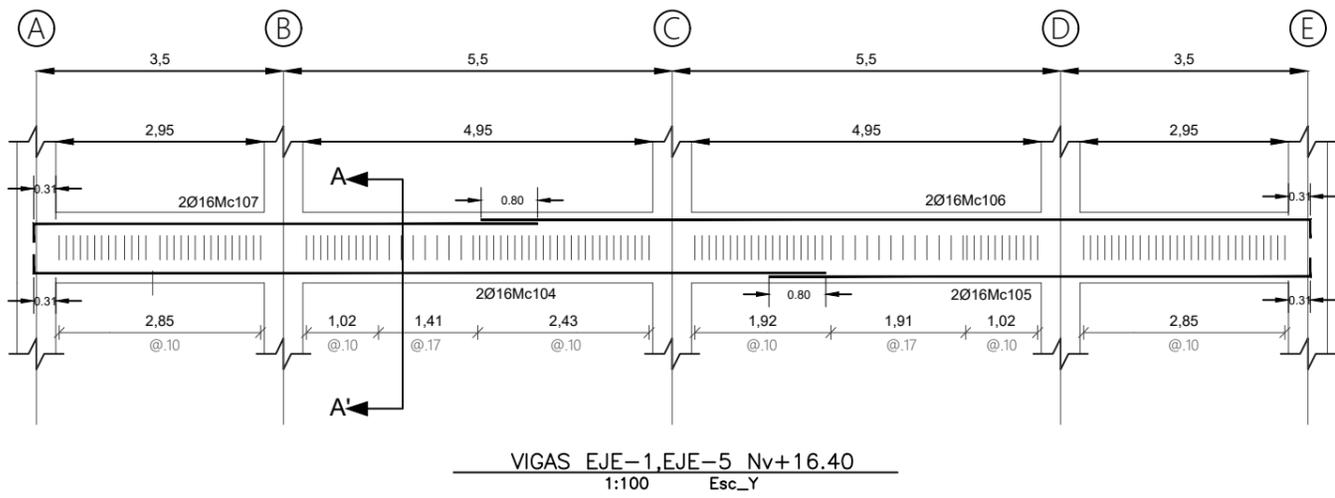
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE X Nv+13.20 PROYECTO COLOMBIA

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

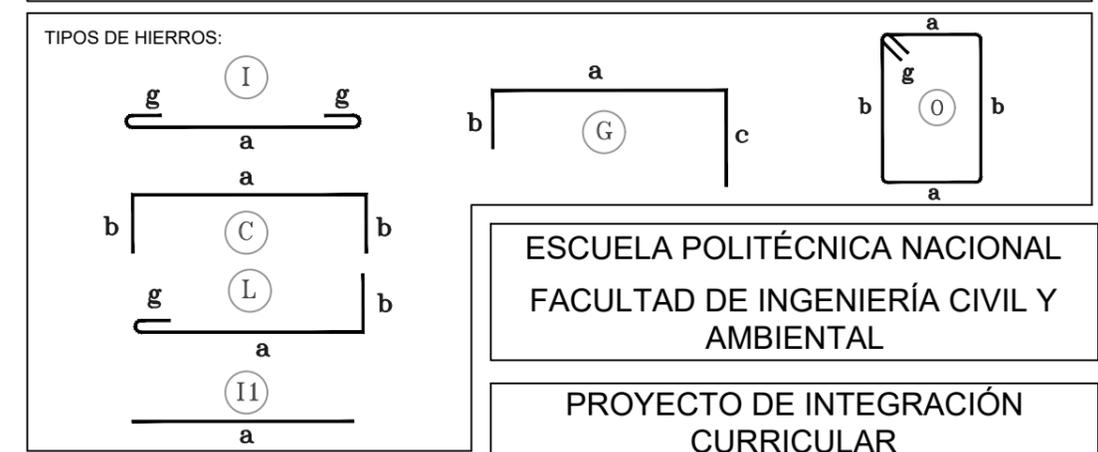
DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 6/11
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 100											
Marca 100											
101	I1	16	11	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	20.57	32.46	Observacion
102	O	10	715	0.22	0.32	0.00	0.10	1.28	915.20	564.68	Observacion
103	I1	16	1	1.22	0.00	0.00	0.00	1.22	1.22	1.93	Observacion
104	L	16	10	11.22	0.26	0.00	0.00	11.48	114.80	181.15	Observacion
105	L	16	10	7.66	0.26	0.00	0.00	7.92	79.20	124.98	Observacion
106	L	16	10	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	120.00	189.36	Observacion
107	L	16	10	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	73.90	116.61	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	915.20	0	0	409.69	0	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	564.68	0.00	0.00	646.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	1211.17				HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 9.48			



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

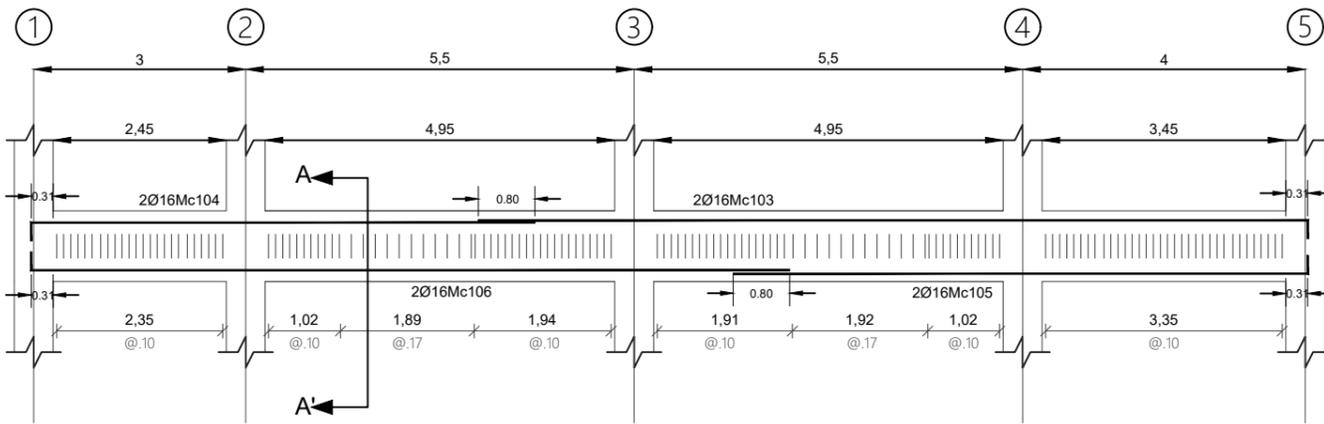
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE Y Nv+16.40 PROYECTO COLOMBIA

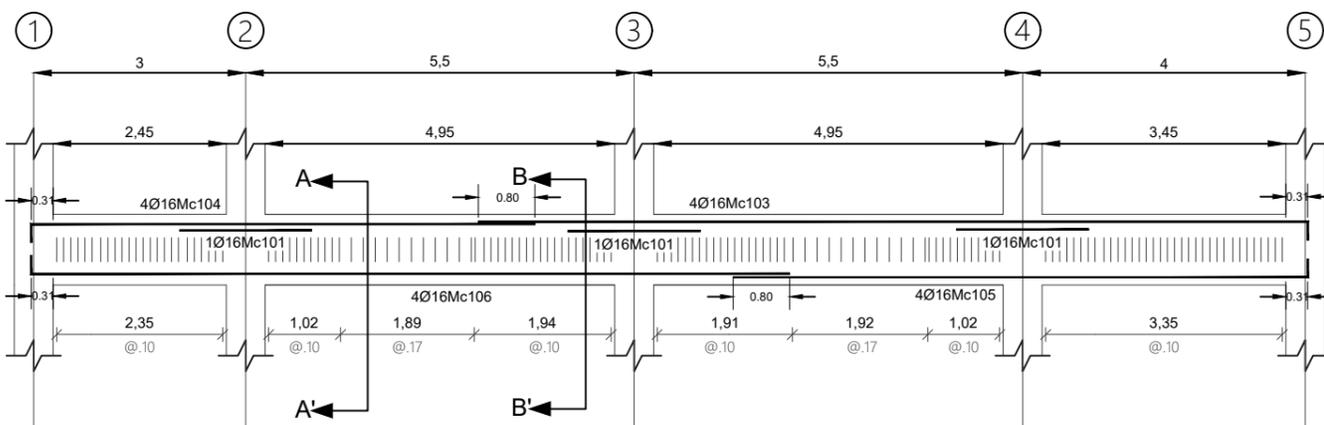
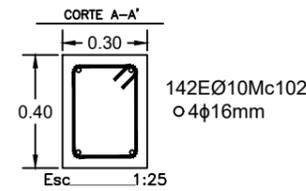
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

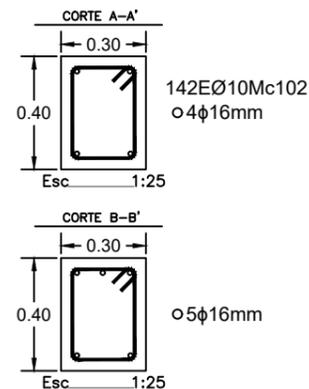
TAMAÑO: A3
LAMINA: 7/11
ESCALA: INDICADAS



VIGAS EJE-A, EJE-E Nv+16.40
Esc_X1:100 Esc_Y1:50



VIGAS EJE-B, EJE-C, EJE-D Nv+16.40
Esc_X1:100 Esc_Y1:50



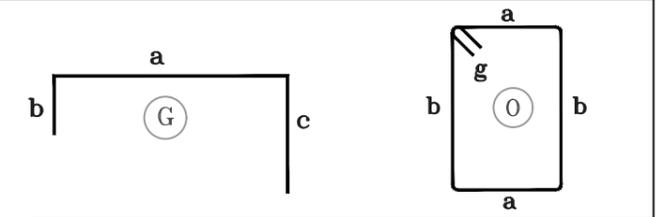
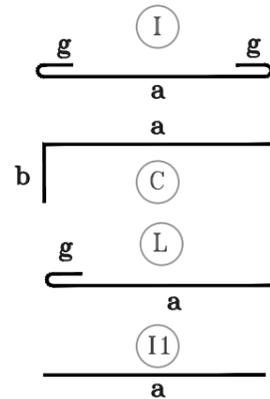
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I1	16	9	1.87	0.00	0.00	0.00	1.87	16.83	26.56	Observacion
102	O	10	710	0.22	0.32	0.00	0.10	1.28	908.80	560.73	Observacion
103	L	16	16	11.74	0.26	0.00	0.00	12.00	192.00	302.98	Observacion
104	L	16	16	7.13	0.26	0.00	0.00	7.39	118.24	186.58	Observacion
105	L	16	16	8.14	0.26	0.00	0.00	8.40	134.40	212.08	Observacion
106	L	16	16	10.75	0.26	0.00	0.00	11.01	176.16	277.98	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	908.80	0	0	637.63	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	560.73	0.00	0.00	1006.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	1566.91		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				VIGAS (m ³) = 9.48				

TIPOS DE HIERROS:



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO
REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
VIGAS EJE X Nv+16.40 PROYECTO COLOMBIA

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

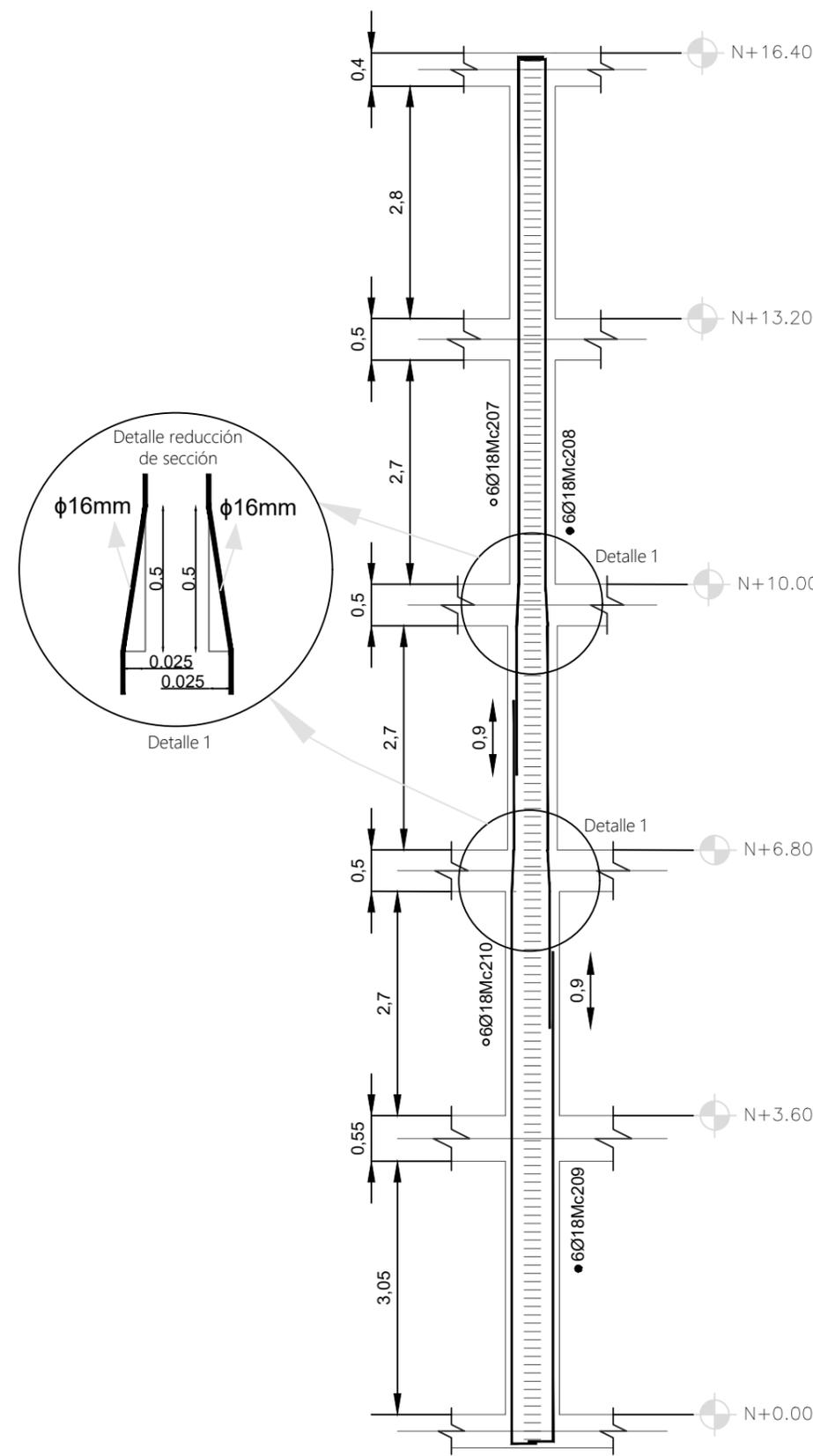
TAMAÑO: A3 LAMINA: 8/11
ESCALA: INDICADAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

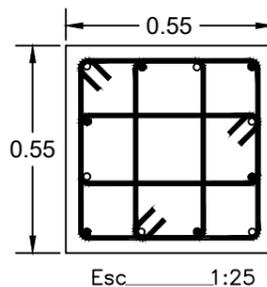
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA



COLUMNA TIPO (25 UNIDADES)
Esc 1:75

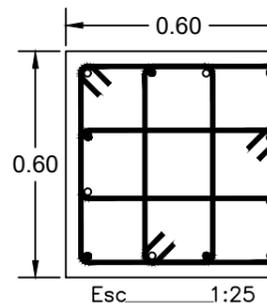
CORTE DE COLUMNA DESDE
Nv+10.00 HASTA Nv+16.40



64EØ12Mc206
128EØ12Mc205
●6Ø16mm
○6Ø16mm

3E Ø12mm @.10

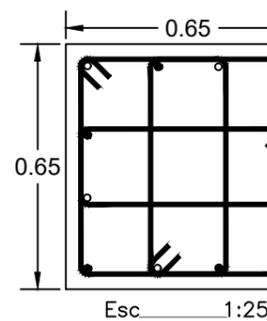
CORTE DE COLUMNA DESDE
Nv+6.80 HASTA Nv+10.00



32EØ12Mc204
64EØ12Mc203
●6Ø16mm
○6Ø16mm

3E Ø12mm @.10

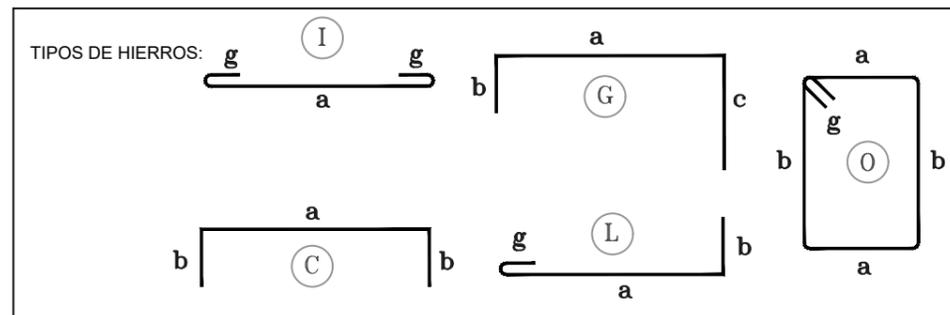
CORTE DE COLUMNA DESDE
Nv+0.00 HASTA Nv+6.80



71EØ12Mc202
142EØ12Mc201
●6Ø16mm
○6Ø16mm

3E Ø12mm @.10

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 200											
Marca 200											
201	O	12	3550	0.57	0.20	0.00	0.11	1.76	6248.00	5548.22	Observacion
202	O	12	1775	0.57	0.57	0.00	0.11	2.50	4437.50	3940.50	Observacion
203	O	12	1600	0.52	0.18	0.00	0.11	1.62	2592.00	2301.70	Observacion
204	O	12	800	0.52	0.52	0.00	0.11	2.30	1840.00	1633.92	Observacion
205	O	12	3200	0.47	0.18	0.00	0.11	1.52	4864.00	4319.23	Observacion
206	O	12	1600	0.47	0.47	0.00	0.11	2.10	3360.00	2983.68	Observacion
207	L	18	150	8.65	0.3	0.00	0	8.95	1342.50	2685.00	Observacion
208	L	18	150	11.7	0.3	0.00	0	12.00	1800.00	3600.00	Observacion
209	L	18	150	5.9	0.3	0.00	0	6.20	930.00	1860.00	Observacion
210	L	18	150	8.95	0.3	0.00	0	9.25	1387.50	2775.00	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	23341.50	0	0	5460.00	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	20727.25	0.00	0.00	10920.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =	31647.25		HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²				COLUMNAS (m ³) = 149.02				



ESPECIFICACIONES TECNICAS:
HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²
HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

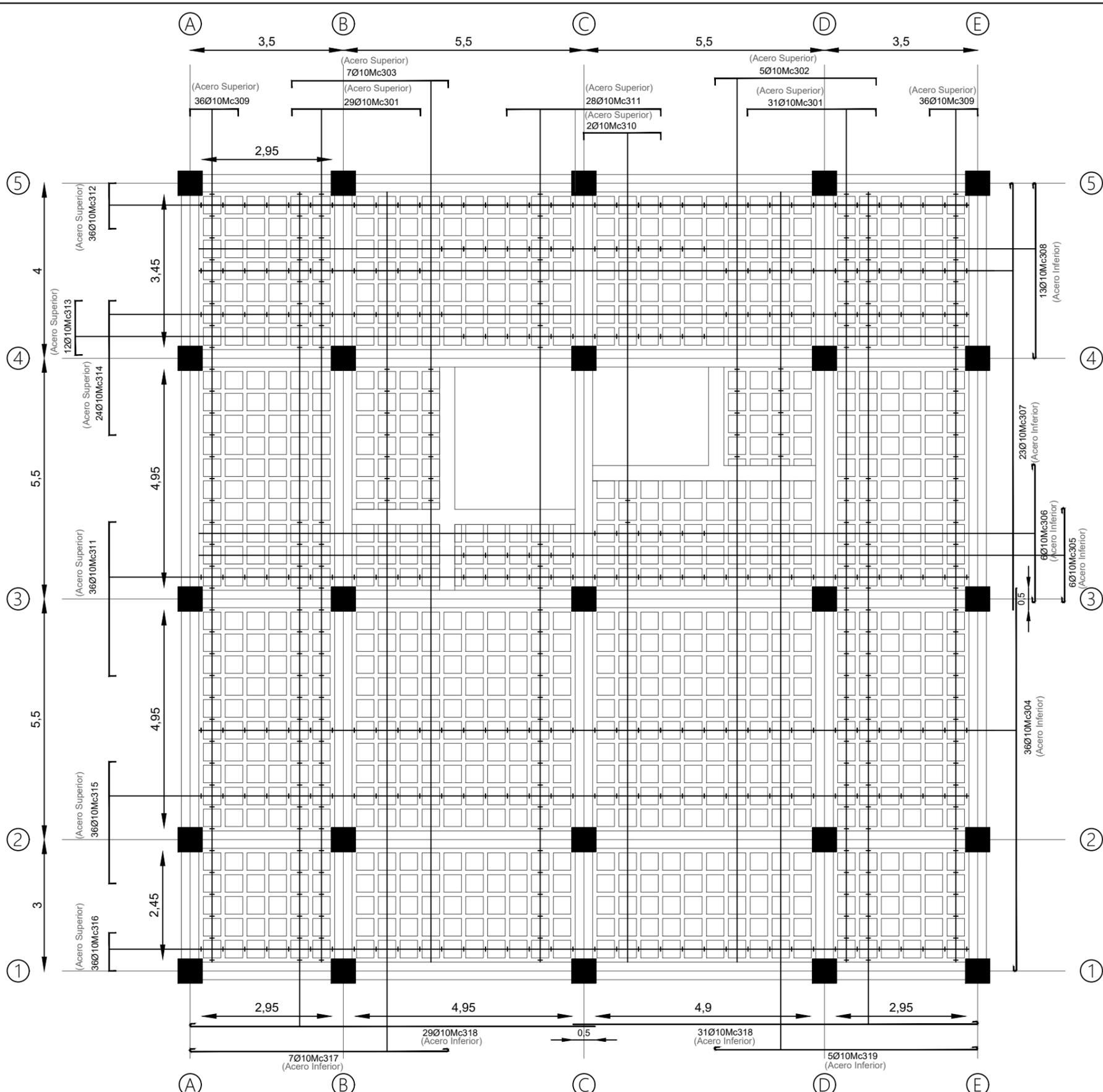
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
COLUMNA TIPO PROYECTO COLOMBIA

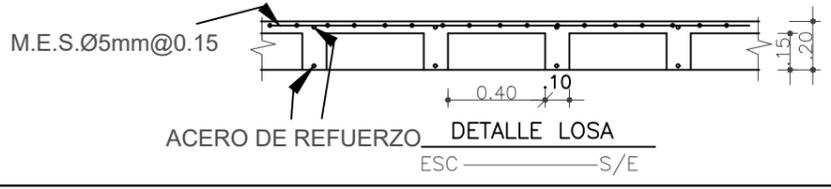
ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

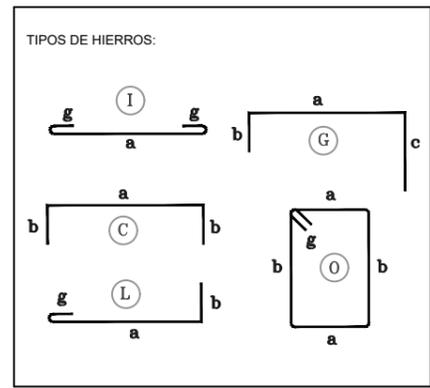
TAMAÑO: A3 LAMINA: 9/11
ESCALA: INDICADAS



LOSA TIPO Nv+3.60;Nv+6.80;Nv+10.00;Nv+13.20
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 300												
301	C	10	240	2.94	0.16	0.00	0.00	3.26	782.40	482.74	Observacion	
302	C	10	20	3.68	0.16	0.00	0.00	4.00	80.00	49.36	Observacion	
303	C	10	28	3.58	0.16	0.00	0.00	3.90	109.20	67.38	Observacion	
304	L	10	144	8.78	0	0.00	0.11	8.89	1280.16	789.86	Observacion	
305	I	10	24	2.15	0.00	0.00	0.11	2.37	56.88	35.09	Observacion	
306	I	10	24	3.15	0.00	0.00	0.11	3.37	80.88	49.90	Observacion	
307	L	10	92	9.78	0	0.00	0.11	9.89	909.88	561.40	Observacion	
308	I	10	52	4	0.00	0.00	0.11	4.22	219.44	135.39	Observacion	
309	C	10	288	1.1	0.16	0.00	0.00	1.42	408.96	252.33	Observacion	
310	C	10	8	1.76	0.16	0.00	0.00	2.08	16.64	10.27	Observacion	
311	C	10	256	3.52	0.16	0.00	0.00	3.84	983.04	606.54	Observacion	
312	C	10	144	1.04	0.16	0.00	0.00	1.36	195.84	120.83	Observacion	
313	C	10	48	1.24	0.16	0.00	0.00	1.56	74.88	46.20	Observacion	
314	C	10	96	3.07	0.16	0.00	0.00	3.39	325.44	200.80	Observacion	
315	C	10	144	2.53	0.16	0.00	0.00	2.85	410.40	253.22	Observacion	
316	C	10	144	0.87	0.16	0.00	0.00	1.19	171.36	105.73	Observacion	
317	I	10	28	5.9	0.00	0.00	0.11	6.12	171.36	105.73	Observacion	
318	L	10	240	9.28	0	0.00	0.11	9.39	2253.60	1390.47	Observacion	
319	I	10	20	6	0.00	0.00	0.11	6.22	124.40	76.75	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	8654.76	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	5339.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =		5339.99		LOSA 1 (m3) =		127.71		No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) =				1894
HORMIGON f _c =		280 Kg/cm ²		W M.E.S (Kg) =		2548.32						



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

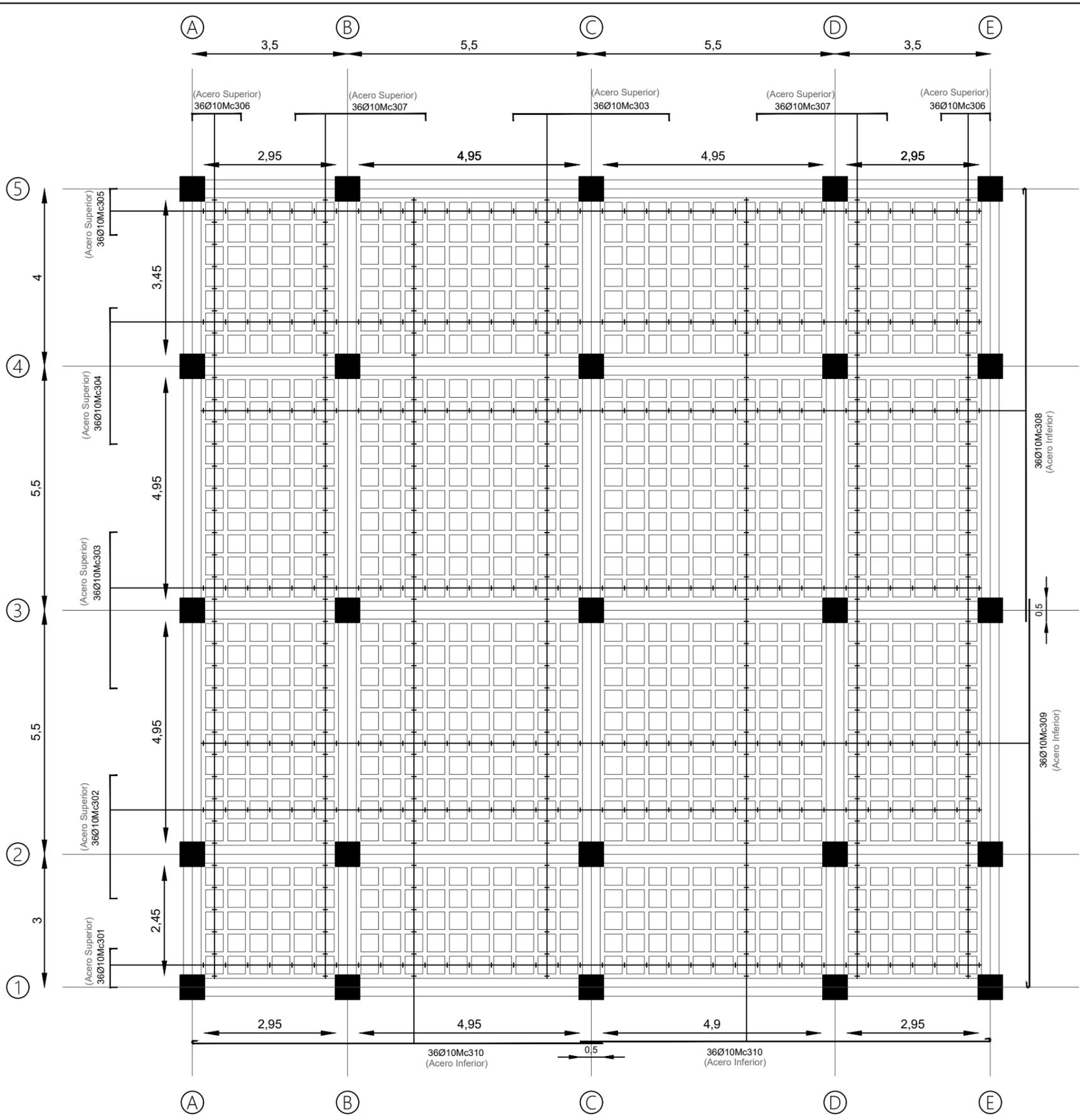
COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
LOSA TIPO PROYECTO COLOMBIA

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 10/11
ESCALA: INDICADAS

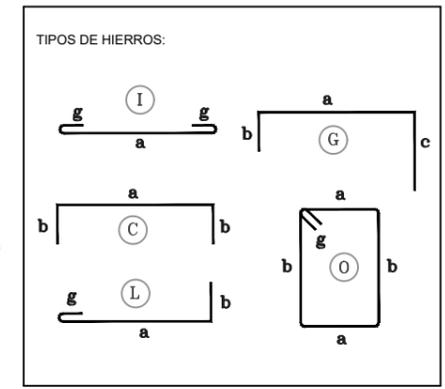


LOSA Nv+16.40
Esc. 1:100
ACERO DE REFUERZO DETALLE LOSA
ESC. S/E

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				

MARCAS 300											
301	C	10	36	0.87	0.16	0.00	0.00	1.19	42.84	26.43	Observacion
302	C	10	36	2.53	0.16	0.00	0.00	2.85	102.60	63.30	Observacion
303	C	10	72	3.52	0.16	0.00	0.00	3.84	276.48	170.59	Observacion
304	C	10	36	3.07	0.16	0.00	0.00	3.39	122.04	75.30	Observacion
305	C	10	36	1.04	0.16	0.00	0.00	1.36	48.96	30.21	Observacion
306	C	10	72	1.1	0.16	0.00	0.00	1.42	102.24	63.08	Observacion
307	C	10	72	2.94	0.16	0.00	0.00	3.26	234.72	144.82	Observacion
308	L	10	36	9.78	0	0.00	0.11	9.89	356.04	219.68	Observacion
309	L	10	36	8.78	0	0.00	0.11	8.89	320.04	197.46	Observacion
310	L	10	72	9.28	0	0.00	0.11	9.39	676.08	417.14	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	2282.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	1408.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) =		1408.02		LOSA 1 (m3) = 33.70				No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 2048			
HORMIGON f _c = 280 Kg/cm ²		W M.E.S (Kg) = 672.35									



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 280 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - COLOMBIA I PARTE

COMPONENTE
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN NARIÑO REGIÓN 9As-8Av COLOMBIA CON EDIFICACIÓN EN ESMERALDAS ZONA VI ECUADOR

CONTENIDO:
LOSA Nv+16.40 PROYECTO COLOMBIA

ELABORADO POR:
IÑAKI CISNEROS

DIRECTORA:
ING. MARÍA BELEN CORREA M.SC.

TAMAÑO: A3 LAMINA: 11/11
ESCALA: INDICADAS

5.3 ANEXO III. Análisis de precios unitarios Ecuador

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Edificación Esmeraldas-Ecuador

CÓDIGO: EST-001

Hoja 1 de 5

RUBRO: HORMIGÓN ESTRUCTURAL VIGAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO

UNIDAD: M3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					1,53600
Hormigonera de 1 saco	1,00	3,50000	3,50000	2,37000	8,29500
Vibrador de manguera	1,00	3,00000	3,00000	2,37000	7,11000
SUBTOTAL M					16,94100
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil EO D2	1,00	4,19000	4,19000	2,37000	9,93030
Peón EO E2	1,00	4,14000	4,14000	2,37000	9,81180
Carpintero EO D2	1,00	4,19000	4,19000	2,37000	9,93030
Maestro de obra EO C2	0,10	4,42000	0,44200	2,37000	1,04754
SUBTOTAL N					30,71994
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento Saco 50 Kg	saco	9,00000	8,50000	76,50000	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m.	u	11,00000	4,00000	44,00000	
Arena	m3	0,58000	11,00000	6,38000	
Ripio	m3	0,72000	18,00000	12,96000	
Agua	m3	0,28000	0,85000	0,23800	
Cuartones de encofrado	U	3,30000	3,00000	9,90000	
Tiras de encofrado	U	5,00000	1,25000	6,25000	
Clavos 2", 2 1/2", 3", 3 1/2"	KG	1,00000	3,30000	3,30000	
Plastiment BV-40 de 10 Kg - Sika	U	0,02000	59,36000	1,18720	
Caña Rolliza 6	u	15,00000	2,00000	30,00000	
SUBTOTAL O					190,71520
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				238,37614
	INDIRECTOS %				
	COSTO TOTAL DEL RUBRO:				238,37614
	VALOR OFERTADO:				238,38000

Valores en dólares americanos (USD)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Edificación Esmeraldas-Ecuador

CÓDIGO: EST-002

Hoja 2 de 5

RUBRO: HORMIGÓN ESTRUCTURAL COLUMNAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO

UNIDAD: M3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					4,11366
Hormigonera de 1 saco	1,00	3,50000	3,50000	2,18000	7,63000
Vibrador de manguera	1,00	3,00000	3,00000	2,18000	6,54000
SUBTOTAL M					18,28366
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil EO D2	2,00	4,19000	8,38000	2,18000	18,26840
Peón EO E2	4,00	4,14000	16,56000	2,18000	36,10080
Carpintero EO D2	2,00	4,19000	8,38000	2,18000	18,26840
Maestro de obra EO C2	1,00	4,42000	4,42000	2,18000	9,63560
SUBTOTAL N					82,27320
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento Saco 50 Kg	saco	9,00000	8,50000	76,50000	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m.	u	10,00000	4,00000	40,00000	
Arena	m3	0,58000	11,00000	6,38000	
Ripio	m3	0,72000	18,00000	12,96000	
Agua	m3	0,28000	0,85000	0,23800	
Cuartones de encofrado	U	8,00000	3,00000	24,00000	
Tiras de encofrado	U	4,00000	1,25000	5,00000	
Clavos 2", 2 1/2", 3", 3 1/2"	KG	1,00000	3,30000	3,30000	
Plastiment BV-40 de 10 Kg - Sika	U	0,02000	59,36000	1,18720	
SUBTOTAL O					169,56520
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					270,12206
INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					270,12206
VALOR OFERTADO:					270,12000

Valores en dólares americanos (USD)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Edificación Esmeraldas-Ecuador

CÓDIGO: EST-003

Hoja 3 de 5

RUBRO: HORMIGÓN ESTRUCTURAL LOSA 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO

UNIDAD: M3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					2,76148
Hormigonera de 1 saco	1,00	3,50000	3,50000	2,62000	9,17000
Vibrador de manguera	1,00	3,00000	3,00000	2,62000	7,86000
SUBTOTAL M					19,79148
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil EO D2	1,00	4,19000	4,19000	2,62000	10,97780
Peón EO E2	2,00	4,14000	8,28000	2,62000	21,69360
Carpintero EO D2	1,00	4,19000	4,19000	2,62000	10,97780
Maestro de obra EO C2	1,00	4,42000	4,42000	2,62000	11,58040
SUBTOTAL N					55,22960
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento Saco 50 Kg	saco	9,00000	8,50000	76,50000	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m.	u	0,50000	4,00000	2,00000	
Arena	m3	0,58000	11,00000	6,38000	
Ripio	m3	0,72000	18,00000	12,96000	
Agua	m3	0,28000	0,85000	0,23800	
Cuartones de encofrado	U	0,50000	3,00000	1,50000	
Tiras de encofrado	U	1,00000	1,25000	1,25000	
Clavos 2", 2 1/2", 3", 3 1/2"	KG	1,00000	3,30000	3,30000	
Plastiment BV-40 de 10 Kg - Sika	U	0,02000	59,36000	1,18720	
Casetones fibra de vidrio	u	40,00000	4,00000	160,00000	
SUBTOTAL O					265,31520
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			340,33628
		INDIRECTOS %			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			340,33628
		VALOR OFERTADO:			340,34000

Valores en dólares americanos (USD)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Edificación Esmeraldas-Ecuador

CÓDIGO:

EST-004

Hoja 4 de 5

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO 4200kg/cm2 (figurado y colocado)

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					0,02632
Amoladora	1,00	1,00000	1,00000	0,06000	0,06000
SUBTOTAL M					0,08632
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero EO C1	1,00	4,19000	4,19000	0,06000	0,25140
Peón EO E2	1,00	4,14000	4,14000	0,06000	0,24840
Maestro mayor EO C1	0,10	4,42000	0,44200	0,06000	0,02652
SUBTOTAL N					0,52632
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo	kg	1,05000	1,20000	1,26000	
Alambre galvanizado #18	kg	0,05000	2,60000	0,13000	
Disco de corte 5"	u	0,01000	3,00000	0,03000	
SUBTOTAL O					1,42000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,03264
INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,03264
VALOR OFERTADO:					2,03000

Valores en dólares americanos (USD)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Edificación Esmeraldas-Ecuador

CÓDIGO:

EST-005

Hoja 5 de 5

RUBRO:

MALLA ELECTROSOLDADA Φ 4 mm @ 10 cm

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					0,02499
SUBTOTAL M					0,02499
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón EO E2	2,00	4,14000	8,28000	0,03000	0,24840
Albañil EO D2	2,00	4,19000	8,38000	0,03000	0,25140
SUBTOTAL N					0,49980
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Malla electrosoldada 6,25x2,40 Φ 4 mm @ 10 cm	pln	0,07000	49,60000	3,47200	
Alambre galvanizado #18	kg	0,05000	2,60000	0,13000	
SUBTOTAL O					3,60200
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4,12679
INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					4,12679
VALOR OFERTADO:					4,13000

Valores en dólares americanos (USD)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

5.4 ANEXO IV. Análisis de precios unitarios Colombia

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Edificación Nariño-Colombia
 CÓDIGO: EST-001 Hoja 1 de 5
 RUBRO: HORMIGÓN ESTRUCTURAL VIGAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO UNIDAD: M3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					2.620,66305
Hormigonera de 1 saco	1,00	9.875,00000	9.875,00000	2,37000	23.403,75000
Vibrador de manguera	1,00	6.250,00000	6.250,00000	2,37000	14.812,50000
SUBTOTAL M					40.836,91305
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil	1,00	7.143,00000	7.143,00000	2,37000	16.928,91000
Peón	1,00	6.593,00000	6.593,00000	2,37000	15.625,41000
Carpintero	1,00	7.143,00000	7.143,00000	2,37000	16.928,91000
Maestro de obra	0,10	12.363,00000	1.236,30000	2,37000	2.930,03100
SUBTOTAL N					52.413,26100
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento Saco 50 Kg	saco	9,00000	33.050,00000	297.450,00000	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m.	u	11,00000	10.000,00000	110.000,00000	
Arena	m3	0,58000	83.500,00000	48.430,00000	
Ripio	m3	0,72000	110.000,00000	79.200,00000	
Agua	m3	0,28000	13.453,00000	3.766,84000	
Cuartones de encofrado	U	3,30000	8.000,00000	26.400,00000	
Tiras de encofrado	U	5,00000	4.000,00000	20.000,00000	
Clavos 2", 2 1/2", 3", 3 1/2"	KG	1,00000	5.390,00000	5.390,00000	
Plastiment BV-40 de 10 Kg - Sika	U	0,02000	166.950,00000	3.339,00000	
Caña Rolliza 6	u	15,00000	11.500,00000	172.500,00000	
SUBTOTAL O					766.475,84000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			859.726,01405
		INDIRECTOS %			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			859.726,01405
		VALOR OFERTADO:			859.726,01000

Valores en pesos colombianos (COP)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Edificación Nariño-Colombia
 CÓDIGO: EST-002 Hoja 2 de 5
 RUBRO:
 HORMIGÓN ESTRUCTURAL COLUMNAS 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO UNIDAD: M3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					7.336,46300
Hormigonera de 1 saco	1,00	9.875,00000	9.875,00000	2,18000	21.527,50000
Vibrador de manguera	1,00	6.250,00000	6.250,00000	2,18000	13.625,00000
SUBTOTAL M					42.488,96300
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil	2,00	7.143,00000	14.286,00000	2,18000	31.143,48000
Peón	4,00	6.593,00000	26.372,00000	2,18000	57.490,96000
Carpintero	2,00	7.143,00000	14.286,00000	2,18000	31.143,48000
Maestro de obra	1,00	12.363,00000	12.363,00000	2,18000	26.951,34000
SUBTOTAL N					146.729,26000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento Saco 50 Kg	saco	9,00000	33.050,00000	297.450,00000	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m.	u	10,00000	10.000,00000	100.000,00000	
Arena	m3	0,58000	83.500,00000	48.430,00000	
Ripio	m3	0,72000	110.000,00000	79.200,00000	
Agua	m3	0,28000	13.453,00000	3.766,84000	
Cuartones de encofrado	U	8,00000	8.000,00000	64.000,00000	
Tiras de encofrado	U	4,00000	4.000,00000	16.000,00000	
Clavos 2", 2 1/2", 3", 3 1/2"	KG	1,00000	5.390,00000	5.390,00000	
Plastiment BV-40 de 10 Kg - Sika	U	0,02000	166.950,00000	3.339,00000	
SUBTOTAL O					617.575,84000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			806.794,06300
		INDIRECTOS %			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			806.794,06300
		VALOR OFERTADO:			806.794,06000

Valores en pesos colombianos (COP)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Edificación Nariño-Colombia
 CÓDIGO: EST-003 Hoja 3 de 5
 RUBRO: HORMIGÓN ESTRUCTURAL LOSA 280KG/CM2 INCLUYE ENCOFRADO UNIDAD: M3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					5.218,38500
Hormigonera de 1 saco	1,00	9.875,00000	9.875,00000	2,62000	25.872,50000
Vibrador de manguera	1,00	6.250,00000	6.250,00000	2,62000	16.375,00000
SUBTOTAL M					47.465,88500
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil	1,00	7.143,00000	7.143,00000	2,62000	18.714,66000
Peón	2,00	6.593,00000	13.186,00000	2,62000	34.547,32000
Carpintero	1,00	7.143,00000	7.143,00000	2,62000	18.714,66000
Maestro de obra	1,00	12.363,00000	12.363,00000	2,62000	32.391,06000
SUBTOTAL N					104.367,70000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Cemento Saco 50 Kg	saco	9,00000	33.050,00000	297.450,00000	
Tabla dura de encofrado de 0.30 m.	u	0,50000	10.000,00000	5.000,00000	
Arena	m3	0,58000	83.500,00000	48.430,00000	
Ripio	m3	0,72000	110.000,00000	79.200,00000	
Agua	m3	0,28000	13.453,00000	3.766,84000	
Cuartones de encofrado	U	0,50000	8.000,00000	4.000,00000	
Tiras de encofrado	U	1,00000	4.000,00000	4.000,00000	
Clavos 2", 2 1/2", 3", 3 1/2"	KG	1,00000	5.390,00000	5.390,00000	
Plastiment BV-40 de 10 Kg - Sika	U	0,02000	166.950,00000	3.339,00000	
Casetones fibra de vidrio	u	40,00000	13.500,00000	540.000,00000	
SUBTOTAL O					990.575,84000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1.142.409,42500
		INDIRECTOS %			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO:			1.142.409,42500
		VALOR OFERTADO:			1.142.409,43000

Valores en pesos colombianos (COP)
 FECHA: 1 febrero de 2024
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Edificación Nariño-Colombia

CÓDIGO:

EST-004

Hoja 4 de 5

RUBRO:

ACERO DE REFUERZO 4200kg/cm2 (figurado y colocado)

UNIDAD: kg

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					44,91690
Amoladora	1,00	2.625,00000	2.625,00000	0,06000	157,50000
SUBTOTAL M					202,41690
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	1,00	7.143,00000	7.143,00000	0,06000	428,58000
Peón	1,00	6.593,00000	6.593,00000	0,06000	395,58000
Maestro de obra	0,10	12.363,00000	1.236,30000	0,06000	74,17800
SUBTOTAL N					898,33800
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Acero de refuerzo	kg	1,05000	4.500,00000	4.725,00000	
Alambre galvanizado #18	kg	0,05000	6.500,00000	325,00000	
Disco de corte 5"	u	0,01000	2.200,00000	22,00000	
SUBTOTAL O					5.072,00000
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.172,75490
INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					6.172,75490
VALOR OFERTADO:					6.172,75000

Valores en pesos colombianos (COP)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Edificación Nariño-Colombia

CÓDIGO:

EST-005

Hoja 5 de 5

RUBRO:

MALLA ELECTROSOLDADA Φ 5 mm @ 15 cm

UNIDAD: m2

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% manode obra)					41,20800
SUBTOTAL M					41,20800
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peón	2,00	6.593,00000	13.186,00000	0,03000	395,58000
Albañil	2,00	7.143,00000	14.286,00000	0,03000	428,58000
SUBTOTAL N					824,16000
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Malla electrosoldada 6x2,35 Φ 5 mm @ 15 cm	pln	0,07000	195.481,30000	13.683,69100	
Alambre galvanizado #18	kg	0,05000	6.500,00000	325,00000	
SUBTOTAL O					14.008,69100
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					14.874,05900
INDIRECTOS %					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					14.874,05900
VALOR OFERTADO:					14.874,06000

Valores en pesos colombianos (COP)

FECHA: 1 febrero de 2024

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA