

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

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

**COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON
EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V ECUADOR**

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

JAIME SEBASTIÁN YÉPEZ RUIZ

jaime.yeppez@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO M.SC.

maria.corream@epn.edu.ec

DMQ, agosto 2023

CERTIFICACIONES

Yo, JAIME SEBASTIÁN YÉPEZ RUIZ 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.

JAIME SEBASTIÁN YÉPEZ RUIZ

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por JAIME SEBASTIÁN YÉPEZ RUIZ, bajo mi supervisión.

ING. MARÍA BELEN 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.

JAIME SEBASTIÁN YÉPEZ RUIZ

ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de tesis a Dios fuente inagotable de apoyo y fuerza que me ha permitido culminar con esta meta. A mi padre Jaime Yépez y a mi madre Rosario Ruiz, por ser las personas que me han brindado su amor incondicional y se han encargado de forjarme como persona y de transmitirme un gran legado de conocimientos y virtudes, por su constante sacrificio para brindarme su apoyo económico a lo largo de toda mi vida estudiantil y por haberme enseñado la importancia de la perseverancia pues para ellos siempre he sido un campeón que nunca se rinde.

A mis queridos hermanos Carlos y Alejandra, compañeros de vida y apoyo constante. Su inquebrantable aliento y amor han sido mi fuerza en este camino académico. Esta tesis es un testimonio de nuestra unión y la importancia de compartir logros juntos, además de querer ser un ejemplo de constancia y dedicación para ustedes mis pequeños consentidos.

A mi querida Valeria, quien se ha convertido en una de las personas más importantes en mi vida, pues me ha brindado su amor incondicional, tiempo, apoyo inquebrantable y su presencia constante, creando así un vínculo que valoro más allá de las palabras.

A mis adorados abuelitos, cuyo amor, sabiduría y constante apoyo han sido mi inspiración. Su legado de perseverancia y valores han guiado mis pasos en este viaje académico.

A un par de angelitos que desde el cielo han iluminado mi camino y siempre me han cuidado desde allá, tío Fernando y abuelita Lasteña.

A mis profesores, especialmente a la Ing. María Belén Correa quien me ha transmitido una gran cantidad de sus conocimientos desde el primer semestre de la carrera, además, ha sido guía y apoyo en el desarrollo de la presente tesis.

A mis familiares, amigos y todos aquellos que creyeron en mí, este logro es también suyo.

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mi más profundo agradecimiento a mi padre Jaime Yépez y a mi madre Rosario Ruiz, por ser mi gran ejemplo de perseverancia, llenarme de consejos, ánimo y aliento en todas las etapas de mi vida, por su constante sacrificio para brindarme su apoyo emocional y económico a lo largo de toda mi vida estudiantil.

A todos mis familiares que me han brindado cualquier tipo de ayuda y han estado para mí brindándome consejos, tiempo y todo tipo de apoyo para que yo no me rinda al atravesar por este camino que ha tenido muchos desafíos y que está llegando a su fin, y al mismo tiempo al inicio de una nueva etapa en mi vida.

A mis queridas tías, quienes han sido mi red de consejos a lo largo de los años. Especialmente a mi tía Jenny que ha sido una segunda madre en mi estadía en Quito

A mi tutora de la tesis, Ing. María Belén Correa, por tener mucha paciencia, brindarnos todo su aporte en cuanto a conocimientos siendo una gran guía para la planificación y desarrollo de la presente tesis, siendo de fundamental importancia todos sus comentarios, aportes y correcciones para mejorar la calidad de este trabajo.

Quiero agradecer a todos los profesores que me transmitieron sus conocimientos a lo largo de la carrera de ingeniería civil, y con ello han contribuido a que yo haya logrado el desarrollo del presente documento.

Un agradecimiento especial a la Escuela Politécnica Nacional que se ha convertido en un hogar para mí y por brindarme acceso a muchas herramientas que me ayudaron a realizar la presente tesis.

Muchas gracias a todos mis amigos cercanos Camila, Ricardo, Santiago y Carlos por estar siempre dispuestos a ayudarme en lo que yo haya necesitado en mi vida universitaria, especialmente respecto al desarrollo de la tesis, brindándome su tiempo y conocimiento.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
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. Sismicidad en América Latina.....	3
1.4.2. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.....	4
1.4.2.1. Diseño basado en fuerzas	5
1.4.2.1.1. Objetivos generales.....	5
1.4.2.1.2. Filosofía de diseño	5
1.4.2.1.3. Requisitos mínimos de diseño.....	5
1.4.2.2. Métodos de análisis lineal.....	6
1.4.2.2.1. Estático lineal basado en fuerzas.....	6
1.4.2.2.2. Análisis dinámico lineal – modal espectral	7
1.4.3. Reglamento Nacional de Edificaciones.....	9
1.4.3.1. Diseño basado en fuerzas	9
1.4.3.1.1. Objetivo general	9
1.4.3.1.2. Filosofía y principios de diseño	9
1.4.3.1.3. Requisitos mínimos de diseño.....	10
1.4.3.2. Método de análisis lineal	10
1.4.3.2.1. Estático lineal basado en fuerzas.....	10
1.4.3.2.2. Análisis dinámico – modal espectral	12
2. METODOLOGÍA	14

2.1	Descripción arquitectónica del edificio	14
2.1.1	Planta baja	15
2.1.2	Planta tipo	16
2.2	Ubicación y geología	17
2.2.1	Ecuador.....	17
2.2.2	Perú	20
2.3	Descripción de los materiales	21
2.3.1	Hormigón	21
2.3.2	Acero.....	22
2.4	Análisis de Cargas	22
2.4.1	Carga Muerta	22
2.4.2	Carga Viva	24
2.4.3	Combinaciones de carga	24
2.4.4	Resumen de cargas	25
2.5	Predimensionamiento de elementos	25
2.5.1	Predimensionamiento de losas	25
2.5.2	Predimensionamiento de vigas	28
2.5.2.1.	Primer criterio.....	28
2.5.2.2.	Segundo criterio	29
2.5.2.2.1.	Cargas sobre vigas	29
2.5.2.2.2.	Revisión por capacidad	35
2.5.3	Predimensionamiento de columnas	36
2.5.3.1.	Consideraciones de prediseño.....	36
2.5.3.2.	Resistencia última y nominal para fuerza axial	36
2.5.3.3.	Sección mínima de columnas	37
2.5.3.4.	Ejemplo de cálculo de columna central.....	37
2.6	Diseño basado en fuerza	39
2.6.1.	Parámetros para definir el cortante basal según la NEC 15	39
2.6.1.1.	Factor de importancia (I).....	39
2.6.1.2.	Coeficiente que reduce la resistencia (R)	40
2.6.1.3.	Coeficiente de irregularidad para planta ϕP y de irregularidad en altura ϕE	40
2.6.1.4.	Períodos de vibración	42
2.6.1.5.	Resumen de los parámetros requeridos para determinar el cortante basal	42

2.6.1.6.	Espectro de aceleraciones	44
2.6.1.7.	Cálculo manual del cortante basal estático	45
2.6.2.	Parámetros para definir el cortante basal según el Reglamento Nacional de Edificaciones.....	45
2.6.2.1.	Factor de uso (U).....	45
2.6.2.2.	Factor básico para reducir efectos de la demanda sísmica (R_0).....	46
2.6.2.3.	Factor de irregularidad en altura (I_a) y factor de irregularidad en planta (I_p)	47
2.6.2.4.	Factor para reducir de las fuerzas sísmicas (R)	50
2.6.2.5.	Resumen de los parámetros para determinar el Cortante Basal	50
2.6.2.6.	Período Fundamental de Vibración	51
2.6.2.7.	Factor de amplificación sísmica.....	51
2.6.2.8.	Espectro elástico de aceleraciones	51
2.6.2.9.	Cálculo del cortante basal	51
2.7	Modelación estructural en el software ETABS	52
2.7.1.	Modelación para la NEC-15.....	52
2.7.1.1.	Definición de las propiedades de los materiales.....	52
2.7.1.2.	Definición de secciones	53
2.7.1.3.	Cargas	54
2.7.1.3.1.	Patrones de carga	54
2.7.1.3.2.	Designación de cargas.....	55
2.7.1.3.3.	Definición del espectro	56
2.7.1.3.4.	Definición de los sismos dinámicos.....	56
2.7.1.3.5.	Combinaciones de cargas	59
2.7.1.4.	Definición del peso del edificio.....	60
2.7.1.5.	Modos de Vibración	60
2.7.1.6.	Control de derivas.....	61
2.7.2.	Modelación para la Norma E.030.....	62
2.7.2.1.	Definición de las propiedades de los materiales.....	62
2.7.2.2.	Definición de secciones	64
2.7.2.3.	Cargas	67
2.7.2.3.1.	Patrones de carga	67
2.7.2.3.2.	Designación de cargas.....	68
2.7.2.3.3.	Definición del espectro	68
2.7.2.3.4.	Definición de los sismos dinámicos.....	69

2.7.2.3.5.	Combinaciones de cargas	71
2.7.2.4.	Definición del peso del edificio.....	72
2.7.2.5.	Modos de Vibración	72
2.7.2.6.	Control de derivas.....	73
2.7.2.7.	Verificación comportamiento estructural.....	75
2.8.	Diseño de los elementos estructurales.....	76
2.8.1.	Vigas	76
2.8.1.1.	Requisitos para el diseño a flexión	76
2.8.1.1.1.	Acero Mínimo	76
2.8.1.1.2.	Acero Máximo	76
2.8.1.1.3.	Determinación del acero con el momento nominal.....	77
2.8.1.1.4.	Requisito sismo-resistente acero de refuerzo	77
2.7.1.1.	Requisitos para el diseño a corte.....	78
2.7.1.1.1.	Cortante por carga vertical	78
2.7.1.1.2.	Momento probable	78
2.7.1.1.3.	Cortante hiperestático	78
2.7.1.1.4.	Resistencia a corte requerida.....	78
2.7.1.1.5.	Resistencia a corte del hormigón	78
2.7.1.1.6.	Resistencia nominal a corte	79
2.7.1.1.7.	Resistencia a corte del acero	79
2.7.1.1.8.	Área de acero de refuerzo transversal	79
2.7.1.2.	Ejemplo de diseño de una viga.....	80
2.7.2.	Columnas.....	83
2.7.2.1.	Diseño a flexo-compresión	83
2.7.2.2.	Diseño a corte por capacidad	83
2.7.2.2.1.	Capacidad a corte del concreto.....	83
2.7.2.2.2.	Capacidad a corte del acero.....	83
2.7.2.2.3.	Longitud de la zona de confinamiento	83
2.7.2.2.4.	Espaciamiento.....	84
2.7.2.2.5.	Área de refuerzo mínima	84
2.7.2.2.6.	Área de refuerzo requerida.....	84
2.7.2.3.	Diseño de corte por confinamiento	84
2.7.2.4.	Ejemplo de diseño de una columna.....	85
2.7.3.	Conexión viga-columna.....	89

2.7.3.1.	Nudo fuerte-viga débil.....	89
2.7.3.1.1.	Cortante requerido en el nudo.....	89
2.7.3.1.2.	Cortante de diseño	90
2.7.3.1.3.	Confinamiento	90
2.7.3.1.4.	Adherencia	91
2.7.3.1.5.	Anclaje.....	91
2.7.3.2.	Columna fuerte-viga débil.....	92
2.7.3.3.	Ejemplo de diseño de una conexión viga– columna.....	92
2.7.4.	Losas	98
2.7.4.1.	Diseño a Corte.....	98
2.7.4.2.	Diseño a Flexión	100
2.7.4.3.	Ejemplo de diseño de losa alivianada.....	102
2.7.5.	Muros Estructurales	105
2.7.5.1.	Diseño a flexión	106
2.7.5.1.1.	Acero mínimo	106
2.7.5.2.	Diseño a corte.....	107
2.7.5.2.1.	Cortante requerido	107
2.7.5.2.2.	Factor de sobrerresistencia (Ω_v).....	107
2.7.5.2.3.	Factor de amplificación dinámica (ω_v).....	108
2.7.5.2.4.	Cortante de Diseño	108
2.7.5.2.5.	Ancho mínimo del alma	108
2.7.5.2.6.	Cortante nominal	109
2.7.5.2.7.	Refuerzo de corte.....	110
2.7.5.2.8.	Diseño de cabezales especiales	110
2.7.5.2.9.	Confinamiento	111
2.7.5.2.10.	Espaciamiento Vertical.....	111
2.7.5.3.	Ejemplo de diseño de muro	111
2.8.	Detallamiento de planos estructurales	118
2.8.1.	Ganchos estándar para barras a tracción.....	118
2.8.2.	Ganchos sísmicos para estribos y estribos cerrados de confinamiento 119	
2.8.3.	Longitudes de desarrollo.....	119
2.8.3.1.	Longitudes de desarrollo de ganchos estándar en tracción.....	121
2.8.4.	Traslapes	122
2.8.4.1.	Ubicación de los traslapes.....	122

2.8.4.2. Longitudes de traslapes en varillas corrugadas que trabajan a tracción	122
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	123
3.1 Resultados	123
3.1.5.1. Losas	126
3.1.5.2. Vigas.....	126
3.1.5.3. Columnas	131
3.1.5.4. Muros.....	131
3.1.6.1. Rubros	133
3.1.6.2. Cantidades de obra	133
3.1.6.3. Análisis de precios unitarios	133
3.2. Conclusiones.....	138
3.3. Recomendaciones.....	140
4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142
5. ANEXOS.....	144
ANEXO I.....	145
ANEXO II.....	146
ANEXO III.....	147
ANEXO IV	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Anillo de Fuego del Pacífico	4
Figura 2.	Mapa del Ecuador, zonificación sísmica y valores del coeficiente Z... 6	6
Figura 3.	Espectro de respuesta ante un evento sísmico.	7
Figura 4.	Parámetros para determinar el espectro de respuesta.....	8
Figura 5.	Mapa de zonas sísmicas en Perú.....	11
Figura 6.	Fachada Oeste del edificio de 5 pisos	14
Figura 7.	Fachada Norte del edificio de 5 pisos.....	15
Figura 8.	Planta arquitectónica baja del edificio.....	16
Figura 9.	Planta arquitectónica tipo.	17
Figura 10.	Ubicación de la edificación en Ecuador.....	18
Figura 11.	Ubicación de la edificación en Perú.	20
Figura 12.	Análisis de 1 m ² de pared.....	23
Figura 13.	Características de la Losa Maciza del predimensionamiento	27
Figura 14.	Predimensionamiento de la losa alivianada	27
Figura 15.	Distribución triangular y trapezoidal de cargas sobre las vigas de la losa tipo. 29	29
Figura 16.	Carga muerta para la viga del Eje C	30
Figura 17.	Carga viva para la viga del eje C.....	31
Figura 18.	Carga muerta para la viga del eje 3	31
Figura 19.	Carga viva para la viga del eje 3	32
Figura 20.	Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas de 4 vanos 33	33
Figura 21.	Momentos debido a carga muerta en la viga del eje C	33
Figura 22.	Momentos debido a carga viva en la viga del eje C	34
Figura 23.	Momentos debido a carga muerta en la viga del eje 3	34
Figura 24.	Momentos debido a carga viva en la viga del eje 3.....	34
Figura 25.	Área aportante para la columna central C3	38
Figura 26.	Espectro elástico de aceleraciones	45
Figura 27.	Espectro elástico de aceleraciones Norma E.030	51

Figura 28.	Definición de las propiedades del concreto de $f'c$ de 210 kg/cm ² en el software ETABS.....	52
Figura 29.	Definición de las propiedades del acero de f_y de 4200 kg/cm ² en el software ETABS.....	53
Figura 30.	Definición de secciones para las columnas de 55x55cm y 65x65cm	53
Figura 31.	Definición de secciones para las vigas de 25x40cm, 30x50cm, 35x50cm, 35x60cm y 40x60cm.....	54
Figura 32.	Definición de sección para la losa.....	54
Figura 33.	Definición de Patrones de carga.....	55
Figura 34.	Asignación de cargas.....	56
Figura 35.	Definición de la función del espectro de respuesta según la NEC-15	56
Figura 36.	Sismo Dinámico en X para la NEC-15.....	57
Figura 37.	Sismo dinámico en Y para la NEC-15.....	58
Figura 38.	Comprobación de relación entre cortante basal estático y dinámico.	59
Figura 39.	Combinaciones de carga para la NEC-15.....	59
Figura 40.	Configuración del Mass Source para la NEC-15.....	60
Figura 41.	Verificación de la reacción por carga muerta y el peso usado para el cortante basal.....	60
Figura 42.	Derivas elásticas correspondientes al sismo dinámico en X.....	61
Figura 43.	Derivas elásticas correspondientes al sismo dinámico en Y.....	62
Figura 44.	Definición de las propiedades del concreto de $f'c$ de 210 kg/cm ² en el software ETABS.....	63
Figura 45.	Definición de las propiedades del acero de f_y de 4200 kg/cm ² en el software ETABS.....	63
Figura 46.	Definición de secciones para las columnas de 55x55cm y 65x65cm	64
Figura 47.	Definición de secciones para las vigas de 25x40cm, 30x50cm, 35x50cm, 35x60cm y 40x60cm.....	64
Figura 48.	Definición de sección para la losa.....	64
Figura 49.	Cabezales para los muros.....	65

Figura 50.	Definición de la sección del muro.....	65
Figura 51.	Ubicación de los Piers.....	66
Figura 52.	Definición de Patrones de Carga.....	67
Figura 53.	Asignación de cargas.....	68
Figura 54.	Definición de la función del espectro de respuesta según la Norma E.030	68
Figura 55.	Sismo Dinámico en X para la Norma E.030.....	69
Figura 56.	Sismo dinámico en Y para la Norma E.030.....	70
Figura 57.	Comprobación de relación entre cortante basal estático y dinámico.	71
Figura 58.	Combinaciones de carga para la Norma E.060.....	71
Figura 59.	Configuración del Mass Source para el Reglamento Nacional de Edificaciones	72
Figura 60.	Verificación de la reacción por carga muerta y el peso usado para el cortante basal.....	72
Figura 61.	Derivas elásticas en X correspondientes sismo dinámico.....	73
Figura 62.	Derivas elásticas en Y correspondientes al sismo dinámico.....	74
Figura 63.	Requisitos para el acero longitudinal en un elemento a flexión.....	77
Figura 64.	Valores de ETABS de V_{cv} y Mu de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.	81
Figura 65.	Diseño a flexión de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.....	81
Figura 66.	Diseño a corte de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.....	82
Figura 67.	Datos de diseño de columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5.....	85
Figura 68.	87
Figura 69.	Diseño a corte de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5.....	88
Figura 70.	Resumen de la Columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4.....	93
Figura 71.	Resumen de la viga del Eje B para los pisos 1, 2, 3 y 4.....	93
Figura 72.	Resumen de la viga del Eje 1 para los pisos 1, 2, 3 y 4.....	94
Figura 73.	Esquema de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4.	94
Figura 74.	Resistencia al corte de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B.....	95

Figura 75.	Análisis de confinamiento de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B	95
Figura 76.	Análisis de anclaje de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B	96
Figura 77.	Análisis columna fuerte-viga débil de la conexión B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B	96
Figura 78.	Resistencia al corte de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1	97
Figura 79.	Análisis de confinamiento de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1	97
Figura 80.	Análisis de anclaje de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1	97
Figura 81.	Análisis columna fuerte-viga débil de la conexión B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1	98
Figura 82.	Coeficientes para cortante en losas bidireccionales.....	99
Figura 83.	Coeficientes para momento negativo en losas bidireccionales ...	100
Figura 84.	Coeficientes para momento positivo en losas bidireccionales.....	101
Figura 85.	Coeficientes de carga obtenidos para la losa.....	102
Figura 86.	Diseño a corte de la franja de diseño Fr1 y para las losas de los pisos 1, 2, 3 y 4.	103
Figura 87.	Coeficientes obtenidos para momento negativo.....	104
Figura 88.	Coeficientes obtenidos para momento positivo	104
Figura 89.	Diseño a flexión de la franja de diseño Fr1y de la losa para los pisos 1, 2, 3 y 4.	105
Figura 90.	Datos de los cabezales y del alma del muro 2 (A5-A4).....	112
Figura 91.	Verificación del acero mínimo del muro 2 (A5-A4)	112
Figura 92.	Cálculo de la inercia, esfuerzo máximo y mínimo del muro 2 (A5-A4)	113
Figura 93.	Diagrama de interacción y verificación de diseño a flexión del muro 2 (A5-A4)	114
Figura 94.	Procedimiento de cálculo de cortante de diseño V_e del muro 2 (A5-A4)	115

Figura 95.	Verificación del ancho mínimo del alma, cálculo del cortante nominal y del espaciamiento y área de refuerzo a corte para el muro 2 (A5-A4)	116
Figura 96.	Requerimiento de cabezales y el cálculo de confinamiento para el muro 2 (A5-A4).....	117
Figura 97.	Espaciamiento vertical en el muro 2(A5-A4)	118
Figura 98.	Comparación de espectros elásticos de aceleraciones.....	125
Figura 99.	Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje X para el edificio ubicado en Ecuador.....	127
Figura 100.	Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje Y para el edificio ubicado en Ecuador.....	128
Figura 101.	Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje X para el edificio ubicado en Perú.	129
Figura 102.	Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje Y para el edificio ubicado en Perú.	130
Figura 103.	Esquema de dimensiones de un muro	131
Figura 104.	Secciones y armados de los muros para el edificio que se ubica en Perú	132
Figura 105.	APU hormigón premezclado $f'c210 \text{ kg/cm}^2$ para Ecuador.....	134
Figura 106.	APU acero $f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$ para Ecuador	135
Figura 107.	APU hormigón premezclado $f'c210 \text{ kg/cm}^2$ para Perú.....	136
Figura 108.	APU acero $f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$ para Perú.....	137
Figura 109.	Presupuesto referencial del edificio emplazado en El Oro, Ecuador.	138
Figura 110.	Presupuesto referencial del edificio ubicado en Tumbes, Perú...	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Valores de los coeficientes Z según la zona sísmica.....	7
Tabla 2.	Coeficiente F_a según la zonificación sísmica y el tipo del perfil de suelo 19	
Tabla 3.	Coeficiente F_d según la zonificación sísmica y el tipo del perfil de suelo 19	
Tabla 4.	Coeficiente F_s según la zonificación sísmica y el tipo del perfil de suelo 20	
Tabla 5.	Coeficiente de suelo "S"	21
Tabla 6.	Períodos " T_P " y " T_L "	21
Tabla 7.	Cálculo del peso por m^2 de la pared gruesa.....	23
Tabla 8.	Cálculo del peso por m^2 de la pared delgada.	23
Tabla 9.	Cálculo de la carga por mampostería y enlucido	23
Tabla 10.	Cálculo de la carga por ventanas.	24
Tabla 11.	Carga de contrapiso y baldosa.	24
Tabla 12.	Resumen de cargas.....	25
Tabla 13.	Espesor mínimo de losa	26
Tabla 14.	Determinación de h de la losa maciza.	26
Tabla 15.	Altura mínima, h.....	28
Tabla 16.	Aproximación de momentos en vigas no preesforzadas continuas ..	32
Tabla 17.	Resumen momentos viga del eje C	35
Tabla 18.	Resumen de momentos viga del eje 3.....	35
Tabla 19.	Datos para la revisión de capacidad.....	35
Tabla 20.	Revisión de capacidad de viga 25x30	36
Tabla 21.	Revisión de capacidad de una viga de 25x40	36
Tabla 22.	Coeficiente de importancia	39
Tabla 23.	Factor R para estructuras dúctiles	40
Tabla 24.	Coeficientes de irregularidad en elevación	40
Tabla 25.	Coeficientes de irregularidad en planta	41
Tabla 26.	Parámetros considerados para el determinar el cortante basal según la NEC 15	43
Tabla 27.	Valores de las aceleraciones $S_a(g)$ en función de T	44

Tabla 28.	Categorías de las edificaciones y su correspondiente factor de uso U 46	
Tabla 29.	Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción R_0	47
Tabla 30.	Regularidad de la edificación dependiendo de su categoría.	47
Tabla 31.	Factor de irregularidad en altura.....	48
Tabla 32.	Factor de irregularidad en planta	49
Tabla 33.	Valores seleccionados de los distintos parámetros para la obtención del cortante basal según la Norma E.030	50
Tabla 34.	Modos de Vibración	61
Tabla 35.	Control de derivas.....	62
Tabla 36.	Modos de Vibración	73
Tabla 37.	Control de derivas.....	74
Tabla 38.	Comportamiento en X.....	75
Tabla 39.	Comportamiento en Y	75
Tabla 40.	Datos para el diseño de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4. ...	80
Tabla 41.	Determinación del acero mínimo y máximo, momento nominal y de diseño máximo para la viga de 30X50 cm.....	80
Tabla 42.	Valores obtenidos del diagrama de interacción de ETABS para una columna de 55X55 cm con 12 varillas de 22mm de diámetro.	86
Tabla 43.	Solicitaciones críticas para el diseño a flexo-compresión de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5	86
Tabla 44.	Cortantes aproximados según la ubicación	99
Tabla 45.	Factor de sobrerresistencia (Ω_v).....	108
Tabla 46.	Geometría de ganchos para barras en tracción.....	118
Tabla 47.	Geometría de ganchos para barras en tracción.....	119
Tabla 48.	Longitud de desarrollo de barras corrugadas que trabajen a tracción. 120	
Tabla 49.	Factores que modifican la longitud de desarrollo de barras corrugadas que trabajen a tracción.....	120
Tabla 50.	Factores que modifican la longitud de desarrollo de barras corrugadas que trabajen a tracción.....	121
Tabla 51.	Período fundamental de vibración para las 2 edificaciones	123
Tabla 52.	Modos de vibración de ambas edificaciones	123

Tabla 53.	Parámetros estudiados para calcular el cortante basal y espectro elástico de aceleraciones con la NEC-15.....	124
Tabla 54.	Parámetros estudiados para calcular el cortante basal y espectro elástico de aceleraciones con la NEC-15.....	125
Tabla 55.	Coeficiente de cortante basal y valor de cortante basal para ambas edificaciones.....	126
Tabla 56.	Derivas de piso resultantes de ambas edificaciones	126
Tabla 57.	Resumen de diseño de columnas.....	131
Tabla 58.	Cantidades de obra para ambas edificaciones.....	133

RESUMEN

En la presente tesis se llevará a cabo el estudio de todo el procedimiento del diseño sismorresistente de un mismo edificio de 5 pisos de hormigón armado destinada a vivienda con una configuración en planta y elevación regular, pero que tendrá dos sitios de emplazamiento, el primero será en El Oro, Zona V de Ecuador y el segundo en Tumbes, Zona 4 de Perú, teniendo así que realizarse un análisis de la normativa ecuatoriana (NEC-15) y la normativa peruana (N.T.E Norma E.030), para la obtención cargas, diseño basado en fuerzas, prediseño y diseño de elementos estructurales tales como vigas, columnas, conexiones viga-columna y losas, y de ser necesario, muros estructurales, para la edificación emplazada en Ecuador y Perú, respectivamente.

Por último, se realizará una comparación del presupuesto de las edificaciones dependiendo de su ubicación y de los resultados obtenidos en los cálculos y en la modelación en ETABS que incluyen periodos fundamentales, cortante basal, modos de vibración, derivas de piso, dimensiones y armados de los elementos estructurales, entre la estructura ubicada en Ecuador y la ubicada en Perú.

PALABRAS CLAVE: Diseño sismorresistente, edificación, hormigón armado, vivienda, normativa, NEC-15, N.T.E Norma E.030, El Oro, Ecuador, Tumbes, Perú, cargas, diseño basado en fuerzas, prediseño, elementos estructurales, vigas, columnas, conexiones viga-columna, losas, muros estructurales, comparación, presupuesto, ETABS, periodos fundamentales, cortante basal, modos de vibración, derivas de piso, dimensiones, secciones, armado.

ABSTRACT

The current thesis will carry out the study of the entire procedure for the seismic-resistant design of a 5-story reinforced concrete building intended for housing, with a regular floor plan and elevation configuration. However, the building will have two locations: the first one in El Oro, Zone V of Ecuador, and the second one in Tumbes, Zone 4 of Peru. This will require an analysis of the Ecuadorian code (NEC-15) and the Peruvian code (N.T.E Norma E.030), in order to obtain loads, design based on forces, preliminary design, and detailed design of structural elements such as beams, columns, beam-column connections, and slabs. If necessary, structural walls will also be considered for the buildings in Ecuador and Peru, respectively.

Finally, a comparison of the budget for the buildings will be conducted based on their location, as well as the results obtained from calculations and modeling in ETABS. This will include fundamental periods, base shear, mode shapes, floor drifts, dimensions, and reinforcement of the structural elements for both structures located in Ecuador and Peru.

KEYWORDS: Seismic-resistant design, building, reinforced concrete, housing, code, NEC-15, N.T.E Norma E.030, El Oro, Ecuador, Tumbes, Peru, loads, design based on forces, preliminary design, structural elements, beams, columns, beam-column connections, slabs, structural walls, comparison, budget, ETABS, fundamental periods, base shear, mode shapes, floor drifts, dimensions, sections, reinforcement.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

Análisis del diseño sismorresistente de un edificio de 5 pisos que será de hormigón armado, destinada a vivienda con una configuración en planta y elevación regular, que estará ubicada en El Oro, Zona V de Ecuador y en Tumbes, Zona 4 de Perú.

Se utilizará la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15) y el Reglamento Nacional de Edificaciones (N.T.E Norma E.030), para la obtención de cargas, viva y muerta, combinaciones de cargas, prediseño de elementos y diseño basado en fuerzas para la edificación emplazada en Ecuador y Perú, respectivamente.

Se realizará una modelación estructural en el software ETABS, para el posterior diseño de todos los elementos de la estructura: tales como las losas, columnas, vigas, y conexiones viga-columna, y de ser necesario, muros estructurales, para conseguir el detalle estructural de las edificaciones planteado en los planos estructurales.

Finalmente se realizará un presupuesto de las edificaciones dependiendo de su ubicación y se compararán los resultados que incluyen periodos fundamentales, coeficientes de los cortantes basales, el valor de los cortantes basales incluyendo el peso de la estructura, derivas de piso y modos de vibración, además de las dimensiones y armados de los elementos estructurales y presupuestos, entre la estructura ubicada en Ecuador y la ubicada en Perú.

En resumen, esta tesis tiene la capacidad de proporcionar información valiosa para la comunidad de ingenieros, diseñadores y profesionales involucrados en el diseño y construcción de edificaciones en zonas sísmicas, influyendo así en seguridad, la economía y la eficiencia de los diseños sismorresistentes en Ecuador y Perú.

1.1 Objetivo general

Analizar una edificación de hormigón armado de 5 pisos, destinada a vivienda con una configuración en planta y elevación regular, la cual se emplazará en los límites fronterizos de El Oro, Ecuador y Tumbes, Perú.

1.2 Objetivos específicos

1. Realizar una revisión de las Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y del Reglamento Nacional de Edificaciones (N.T.E Norma E.030).

2. Modelar estructuralmente las edificaciones en el Software ETABS.
3. Plantear el diseño sismorresistente de la edificación en El Oro Zona V Ecuador utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).
4. Plantear el diseño sismorresistente de la edificación en Tumbes Zona 4 Perú utilizando el Reglamento Nacional de Edificaciones (N.T.E Norma E.030).
5. Comparar los resultados obtenidos entre la edificación ubicada en Ecuador y la ubicada en Perú.

1.3 Alcance

Consiste en realizar un análisis y comparación del diseño sismorresistente de un edificio de 5 pisos destinado a vivienda que será construido con hormigón armado y tiene una configuración en planta y elevación regular, que estará ubicada en El Oro, Zona V de Ecuador y en Tumbes, Zona 4 de Perú para lo cual se plantea una primera fase que incluirá la revisión bibliográfica de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15) y el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.030). Una segunda fase donde se plantee el análisis arquitectónico y geología de la implantación, descripción de materiales, análisis de las cargas y sus respectivas combinaciones, prediseño de elementos y amenaza sísmica de la edificación, todo esto de acuerdo con la norma correspondiente. Una tercera fase en la que se realizará la modelación estructural, y el diseño de todos los elementos de la estructura: tales como las losas, columnas, vigas, y conexiones viga-columna, incluso muros si el caso lo requiere, y el detalle de los planos estructurales. Una cuarta fase donde se realice el respectivo presupuesto de la edificación en sus dos ubicaciones verificando cantidades de obra, materiales y equipo, mano de obra, rendimientos y costos unitarios. Con esto llegar a una fase final en donde se pueda analizar y comparar los resultados obtenidos en cuanto a periodos fundamentales, modos de vibración, cortante basal, derivas de piso, deflexiones, dimensiones obtenidas de los elementos estructurales y presupuesto entre la edificación ubicada en El Oro, Zona V de Ecuador y la ubicada en Tumbes, Zona 4 de Perú.

1.4 Marco teórico

1.4.1. Sismicidad en América Latina

Entre los años 2000 y 2020, la región de América del Sur y el Caribe ha sido testigo de numerosos desastres naturales, especialmente en términos de actividad sísmica, registrándose un total de 75 terremotos en esta zona, resultando en la pérdida de 226 mil vidas humanas y dejando a 339 mil personas heridas. Además de las consecuencias humanas, los daños materiales derivados de estos eventos ascendieron a alrededor de 54 mil millones de dólares [1].

La ubicación geográfica de esta región en el conocido "Anillo de Fuego", que se muestra en la Figura 1 es una extensa cadena tectónica que se caracteriza por agrupar varias de las zonas de subducción de mayor importancia en el mundo y ser propensa a gran actividad sísmica y volcánica, en particular en estas zonas de subducción los sismos pueden originarse hasta el fin del manto superior que se ubica a unos 670km de profundidad, además la magnitud de los sismos depende del tamaño del desplazamiento de los enormes bloques de roca de cientos y miles de kilómetros de extensión denominadas placas tectónicas, en donde si el desplazamiento es de centímetros el sismo será pequeño, mientras que si este llega a ser mayor de 2m se trataría de un sismo de gran magnitud [2].

Esta zona que rodea el Océano Pacífico presenta una alta actividad sísmica y volcánica contribuye a que más del 25% de los terremotos con magnitudes de 8 o más en la escala Richter se hayan registrado en esta área durante el período de 20 años antes mencionado, teniendo que de mayor a menor los terremotos más fuertes de la región en ese periodo han ocurrido en 2010 en Chile de 8.8, en 2001 en Perú de 8.4, en 2015 en Chile de 8.3, en 2014 en Chile de 8.3, en 2007 en Perú de 8.0, en 2007 en Ecuador de 7.8, en 2011 en El Salvador de 7.7, y en 2010 en Haití de 7.0 [1].

En años más recientes también se han tenido registros importantes de grandes sismos como el que ocurrió el 16 de abril de 2016 con una magnitud de 7.8, en Pedernales, Ecuador [3]. Así como el sismo ocurrido el 26 de mayo de 2019 con una magnitud de 8 en Loreto, Perú, cuya sacudida fue tal que su percepción llegó a países vecinos como Ecuador, Brasil y Colombia [4].



Figura 1. Anillo de Fuego del Pacífico

Nota: En las zonas marcadas los movimientos telúricos son más frecuentes. Recuperado de: <https://catedrauno.com/el-cinturon-de-fuego-del-pacifico-3659/>

Como se puede observar en la Figura 1 existe un alto peligro sísmico tanto en la provincia de El Oro, Ecuador, por esa razón, en los últimos años, en este lugar se han experimentado una serie de eventos sísmicos significativos. Uno de los terremotos más notables tuvo lugar el 18 de marzo de 2023, a las 18:12, con una magnitud bastante alta de 6.8, evento que dejó una marca en la memoria de la comunidad, y recalcó la importancia de estar preparados ante tales sucesos. Otros temblores, como el registrado el 23 de julio de 2023, con una magnitud de 4.4, o el ocurrido el 15 de septiembre de 2020 con una magnitud de 4.8, todos estos con epicentros ubicados a pocos kilómetros de Machala [5].

De igual manera en Tumbes, Perú, se encuentra en una región tectónicamente activa debido a la convergencia de 2 placas tectónicas la Sudamericana y la de Nazca, el registro sísmico de mayor magnitud en la región data para el año 1953, un 12 de diciembre con una magnitud de 7.3 y con epicentro a 21 km de Tumbes, así mismo esta zona se vio afectada por el sismo mencionado de 6.8 del 18 de marzo de 2023 en Machala, y se han registrado más de 80 sismos de magnitud mayor a 3 en el año 2022 y 2023 [6].

1.4.2. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15

En el siguiente apartado se menciona lo referente a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC -15.

1.4.2.1. Diseño basado en fuerzas

Para el diseño basado en fuerzas se obliga a realizar para cualquier clase de edificaciones un análisis estático lineal y uno pseudo dinámico, con la única excepción de estructuras que cuenten con una regularidad total [7].

1.4.2.1.1. Objetivos generales

Cumplir con un diseño suficiente para que la estructura tenga suficiente capacidad de resistencia ante fuerzas horizontales que actúan durante el evento sísmico y verificar que los efectos del sismo E sean menores que la resistencia calculada para los elementos, así como, la deformación de la estructura y particularmente las derivas máximas obtenidas para la edificación [7].

Seguir la filosofía de diseño sismo resistente previniendo daños en elementos estructurales y los no estructurales por sismos frecuentes de pequeña magnitud, afectaciones graves no estructurales por sismos poco recurrentes de magnitud moderada y evitando el colapso por terremotos de gran magnitud que ocurren rara vez, casos que se pueden dar durante todo el período de vida útil de la edificación [8].

1.4.2.1.2. Filosofía de diseño

Esta filosofía certifica una comprobación del nivel de seguridad que brinda a la vida de los ocupantes, por lo que el diseño estructural se lo realiza para un evento sísmico de diseño, mismo que es un sismo cuya probabilidad de que este sea excedido en 50 años es del 10%, semejante a un período de retorno de 475 años. Dicho evento sísmico se lo establece a partir de un análisis de peligrosidad sísmica, dado en la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS-Peligro Sísmico, que depende del lugar de emplazamiento de la edificación [8].

1.4.2.1.3. Requisitos mínimos de diseño

En el caso de las estructuras de ocupación normal: El requisito R_{DBF} correspondiente a fuerzas internas establece que se deben incluir los resultados totales del análisis de cada elemento estructural comprendiendo cálculo de fuerzas internas, deflexiones, derivas, momentos y cortantes garantizando así que cada elemento tenga la capacidad de resistencia suficiente [7].

El requisito R_{DBF} correspondiente a las derivas de piso establece que estas se deducirán dependiendo de la clase de edificación y de su material, de acuerdo con las normas NEC-SE-HM, NEC-SE-AC, NEC-SE-MP y NEC-SE-MD, y se garantice que estas sean menores a las admisibles, teniendo un valor máximo de deriva para edificios de hormigón armado del 2% de la altura del piso [8].

En cuanto a la modelación estructural deberá incluir todos los elementos estructurales resistentes que forman la edificación y sus propiedades, además de tomar en cuenta los porcentajes de agrietamiento para cada uno de ellos y así obtener las derivas resultantes máximas [7].

1.4.2.2. Métodos de análisis lineal

1.4.2.2.1. Estático lineal basado en fuerzas

Es un método que se debe aplicar como mínimo para todo tipo de estructura, en el cual se define un coeficiente que depende de la zona Z que se muestra en la Tabla 1 obtenido según el mapa ecuatoriano de zonificación sísmica se muestra en la Figura 2 y que simboliza el valor máximo de la aceleración en roca que se espera para el evento sísmico de diseño y es expresado como porcentaje de la aceleración de la gravedad, y con esto conseguir el espectro de aceleraciones $S_a(T)$ [7].

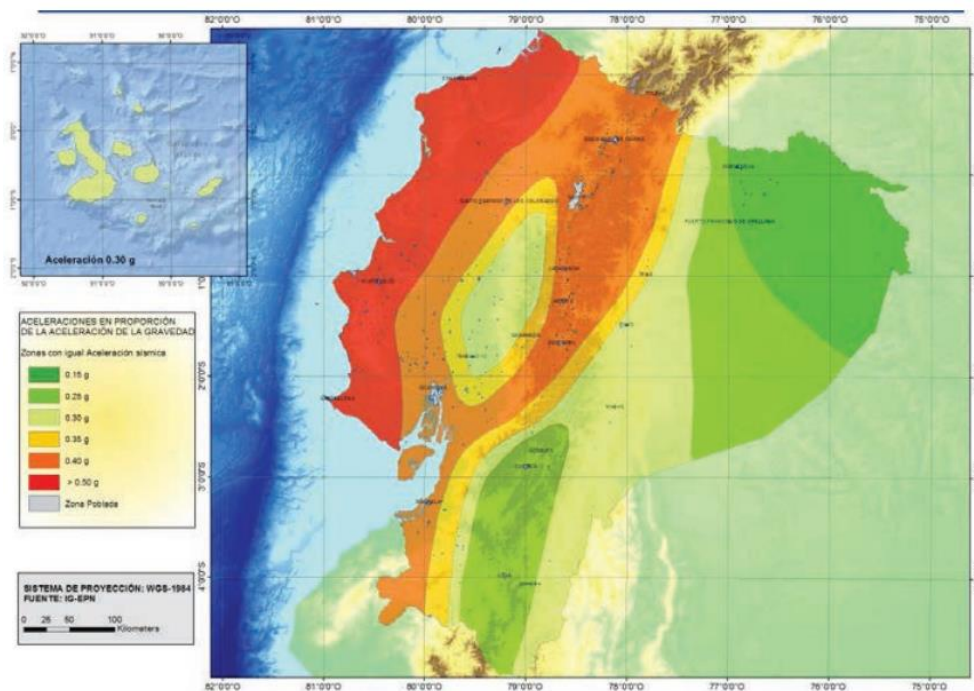


Figura 2. Mapa del Ecuador, zonificación sísmica y valores del coeficiente Z.

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 27.

Tabla 1. Valores de los coeficientes Z según la zona sísmica.

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

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 27.

El valor total del cortante basal de diseño se lo determina por medio de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} W$$

Donde:

$S_a(T_a)$ es el espectro sísmico de diseño de aceleraciones, ϕ_P y ϕ_E son los factores de regularidad de planta y de altura, respectivamente. I es un factor de importancia, R es el coeficiente de reducción para la capacidad de resistir fuerzas sísmicas, V es el cortante total basal para el diseño, W es el peso de la edificación y T_a es el período de vibración.

1.4.2.2.2. Análisis dinámico lineal – modal espectral

Se utilizará el espectro sísmico de respuesta elástico en función de aceleraciones que se lo presenta en la Figura 3 basándose en el coeficiente Z de la zona sísmica, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y los factores de suelo F_a , F_d y F_s [9].

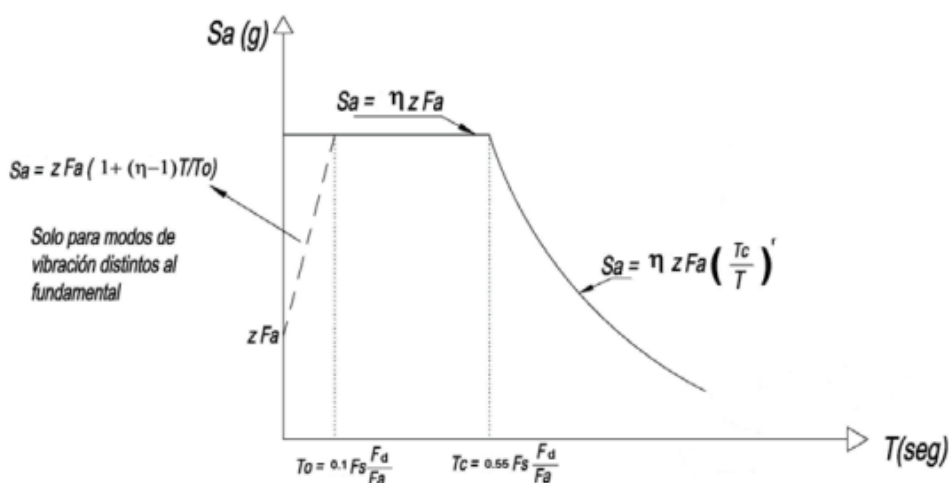


Figura 3. Espectro de respuesta ante un evento sísmico.

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 27.

Donde algunos de los términos que se necesitan para calcular los valores del espectro y sus definiciones se muestran en la Figura 4.

Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 4. Parámetros para determinar el espectro de respuesta.

S_a se calcula con las expresiones que se muestran junto con su rango de validez de períodos de vibración T .

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

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

En donde r es un coeficiente que se usa para el espectro cuyos valores dependen del tipo de suelo teniendo así $r = 1$ para todos los tipos de suelos con excepción del E, para el cual el valor de $r = 1.5$. Además $\eta = \frac{S_a}{Z}$, y se tiene valores de $\eta = 1.8$ para toda la región Costa, menos la provincia Esmeraldas, $\eta = 2.48$ para toda la región Sierra, más la provincia Esmeraldas y Galápagos, y $\eta = 2.6$ para toda la región Amazónica. Los períodos T_c y T_L se calculan usando las siguientes expresiones [9].

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

$$T_L = 2.4 F_d$$

El valor máximo de T_L para los suelos tipo D y E será de 4 segundos.

Para un analizar dinámicamente, y valorar los modos de vibración disímiles al modo fundamental, S_a se evalúa con la ecuación mostrada cuando T es menor o igual a T_0 .

$$S_a = ZFa \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right]; \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Para analizar los modos de vibración que van más allá del modo fundamental, es necesario tener en cuenta la porción izquierda del espectro que corresponde a los períodos cortos.

Siempre que el valor de aceleración pico (PGA) derivado de las curvas de amenaza para la ubicación del emplazamiento y el período de retorno específico se encuentre en el intervalo entre 0.15 g y 0.50 g, es posible calcular el espectro elástico correspondiente para diversos períodos de retorno utilizando el método descrito.

Además, por el Método 1 se determina el período de vibración T .

$$T = C_t h_n^\alpha$$

En donde C_t es el factor que depende de la clase de edificación en estudio, h_n es la altura máxima de la estructura de n pisos, en m. Para una estructura de hormigón armado que no tiene diagonales rigidizadoras ni muros estructurales se tiene $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$

1.4.3. Reglamento Nacional de Edificaciones

En el siguiente apartado se menciona lo referente a la normativa peruana siendo esta el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4.3.1. Diseño basado en fuerzas

1.4.3.1.1. Objetivo general

Establecer las condiciones mínimas que debe cumplir una edificación que ha sido diseñada para resistir sismos.

1.4.3.1.2. Filosofía y principios de diseño

El diseño sismorresistente tiene la filosofía de impedir pérdidas humanas, garantizar la continuidad del funcionamiento de los servicios básicos, y de mermar las afectaciones de

la edificación; al no ser técnica ni económicamente factible brindar por completo la protección descrita en la filosofía, la normativa E.030 instituye los principios siguientes: la edificación no deberá desplomarse ni provocar afectaciones graves a los ocupantes de la misma, pero podría presentar daños significativos por sismos severos, la estructura deberá soportar sismos moderados teniendo daños que se puedan reparar y se ubiquen dentro de los límites aceptables, además de tener consideraciones en cuanto a las condiciones operativas de una edificación dependiendo de su ocupación [10].

1.4.3.1.3. Requisitos mínimos de diseño

Cada uno de los elementos de la edificación deber ser diseñado y construido para resistir las distintas solicitaciones sísmicas que se presentan en la Norma E.030, con base en las especificaciones dictadas por las normas de los materiales usados. Además, no se considerará acciones simultaneas de sismo y viento. Pero sí se debe considerar el posible efecto de elementos adosados a la estructura, en cuanto al análisis y detalle del refuerzo y anclaje de la estructura. Se aceptará que la estructura presente incursiones inelásticas frente a requerimientos sísmicos por lo que las fuerzas de diseño sísmicas se consideran como un porcentaje del requerimiento sísmico elástico máximo [10].

1.4.3.2. Método de análisis lineal

1.4.3.2.1. Estático lineal basado en fuerzas

Este método considera una agrupación de fuerzas actuantes sobre el centro de concentración de masa de cada piso de la estructura como la representación de las solicitaciones sísmicas. Puede ser usado sin restricciones en la Zona 1 según la Zonificación Sísmica en Perú se presenta en la Figura. 5, pero para las zonas sísmicas restantes como corresponde al caso en estudio de la Zona 4, se emplea este método si la edificación se la clasifica como regular y no sobrepasa los 30m de altura [11].



Figura 5. Mapa de zonas sísmicas en Perú

Nota: fuente Reglamento Nacional de Edificaciones Normativa E.030, p. 12.

Para determinar el valor total del cortante basal se usa la ecuación que se muestra a continuación:

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

En donde Z es el coeficiente que depende de la zona sísmica, U es el coeficiente de importancia o uso, C es el coeficiente de ampliación de sismo, S es el coeficiente de aumento por el suelo, R es el factor que reduce los efectos de la fuerza sísmica y P es el peso propio de la estructura.

Además, el valor de la relación $\frac{C}{R}$ debe ser mayor o igual a 0.11

Se muestra la expresión para el cálculo del período fundamental de vibración:

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

Donde:

$C_T = 35$ en edificaciones que tengan resistencia en la orientación considerada solo sean: estructuras aporticadas de hormigón armado que no tengan muros resistentes a cortante y estructuras aporticadas de acero dúctiles que tengan uniones resistentes a momento sin arriostramiento.

$C_T = 45$ en edificaciones que tengan resistencia en la orientación considerada solo sean: estructuras aporticadas de hormigón armado que tengan muros en escaleras y elevadores y estructuras aporticadas.

$C_T = 60$ en edificaciones de albañilería y para todas las edificaciones cuyo material sea hormigón armado, de muros estructurales, o muros de ductilidad limitada.

Como alternativa se puede usar la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i (d_i)^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i}}$$

Donde f_i es la fuerza sísmica en el piso i , y d_i es el desplazamiento horizontal puro del centro de masas en el piso i .

1.4.3.2.2. Análisis dinámico – modal espectral

Los resultados de los análisis dinámicos utilizando combinación modal espectral pueden ser empleados en el diseño de cualquier tipo de estructura. En este enfoque, se parte del supuesto de que los modos de vibración pueden ser determinados mediante un procedimiento que tenga en cuenta tanto las propiedades de rigidez como la distribución de masas en la estructura. Además, se establece que en cada dirección de análisis se deben considerar los modos de vibración cuyas masas efectivas representen al menos el 90% de la masa total de la estructura. Es requerido incorporar al menos los tres primeros modos predominantes en la dirección específica en la que se realiza el análisis[11].

Se usa un espectro inelástico de pseudo aceleraciones para las direcciones horizontales dado por:

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

Para la dirección vertical se hace un análisis que considere un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro definido para las direcciones horizontales considerando:

$$\text{Si: } T \text{ es menor a } T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$\text{Si: } T \text{ está en el rango } [T_p, T_L] \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$\text{Si: } T \text{ es mayor a } T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$$

Excepto:

$$\text{Si: } T \text{ es menor a } 0.2 * T_p \rightarrow C = 1 + 7.5 * \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

2. METODOLOGÍA

En este apartado se realiza la descripción de la edificación, su ubicación y geología, así como de los parámetros como son materiales y sus propiedades, cargas muerta y viva, prediseños de elementos estructurales, diseño basado en fuerzas correspondientes para la modelación de la edificación en el software ETABS, y con dicho modelo obtener el diseño de los elementos losas, vigas y columnas tanto para flexión como para corte con el Detallamiento correspondiente incluyendo en el mismo la conexión viga-columna, longitudes de desarrollo, de ganchos, de traslapes, entre otros.

2.1 Descripción arquitectónica del edificio

Es un edificio de 5 pisos como se presenta en la Figura 6 y Figura 7 que ocupa un área de terreno de 324 m², sin incluir veredas ni parqueaderos. La distancia entrepisos es de 3.2m con excepción de la altura del primer nivel que es de 3.6m. Este edificio está destinado a ser de tipo comercial en el caso de la planta baja y tipo residencial en el resto de los pisos.



Figura 6. Fachada Oeste del edificio de 5 pisos

Nota: Planos arquitectónicos proporcionados por la directora.



Figura 7. Fachada Norte del edificio de 5 pisos.

Nota: Planos arquitectónicos proporcionados por la directora.

2.1.1 Planta baja

La planta baja se presenta en la Figura.8 cuenta con:

- Un hall de distribución cuyo ingreso se ubica en la fachada oeste del edificio.
- Un local comercial de 33.25 m² ubicado en la esquina del sureste del edificio, cuenta con ingreso propio, 2 vestidores y 1 baño, y un local comercial (tienda de víveres) de 15 m² ubicado en la esquina noroeste del edificio que cuenta con un baño.
- Un gimnasio de 87.6 m² ubicado en la esquina noreste que tiene ingreso propio que se ubica en la fachada norte, además cuenta con 2 baños cada uno con 2 lavamanos y 1 vestidor, y uno de los baños con 2 inodoros mientras que el otro con uno.
- Un espacio destinado a oficina de 46.6 m² ubicado en la esquina suroeste del edificio cuyo ingreso se lo realiza por el hall de distribución, cuenta con la oficina como tal, con una sala de juntas, con un baño y con una bodega.

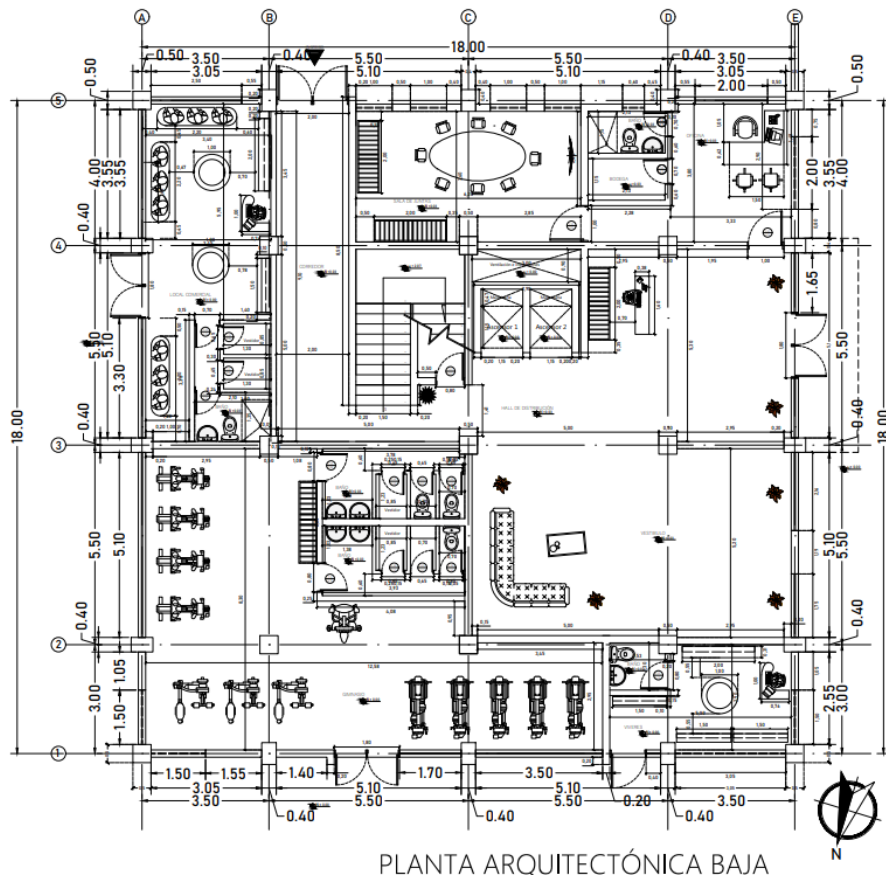


Figura 8. Planta arquitectónica baja del edificio

Nota: Planos arquitectónicos proporcionados por la directora.

2.1.2 Planta tipo

En la planta tipo se presenta en la Figura 9 se tiene un hall de distribución y 4 viviendas con una distribución casi simétrica en donde:

- Las 2 viviendas de las esquinas noreste y noroeste de 76.5m² cada una de ellas cuenta con un dormitorio máster con su respectivo baño (incluye ducha), un dormitorio sencillo, un baño (sin ducha), una sala, una cocina-comedor, un cuarto de lavado y un balcón.
- Las 2 viviendas de las esquinas sureste y suroeste de 67 m² cada una de ellas cuenta con un dormitorio máster con su respectivo baño (incluye ducha), una sala, una cocina-comedor, un baño (sin ducha), un cuarto de lavado y un balcón.

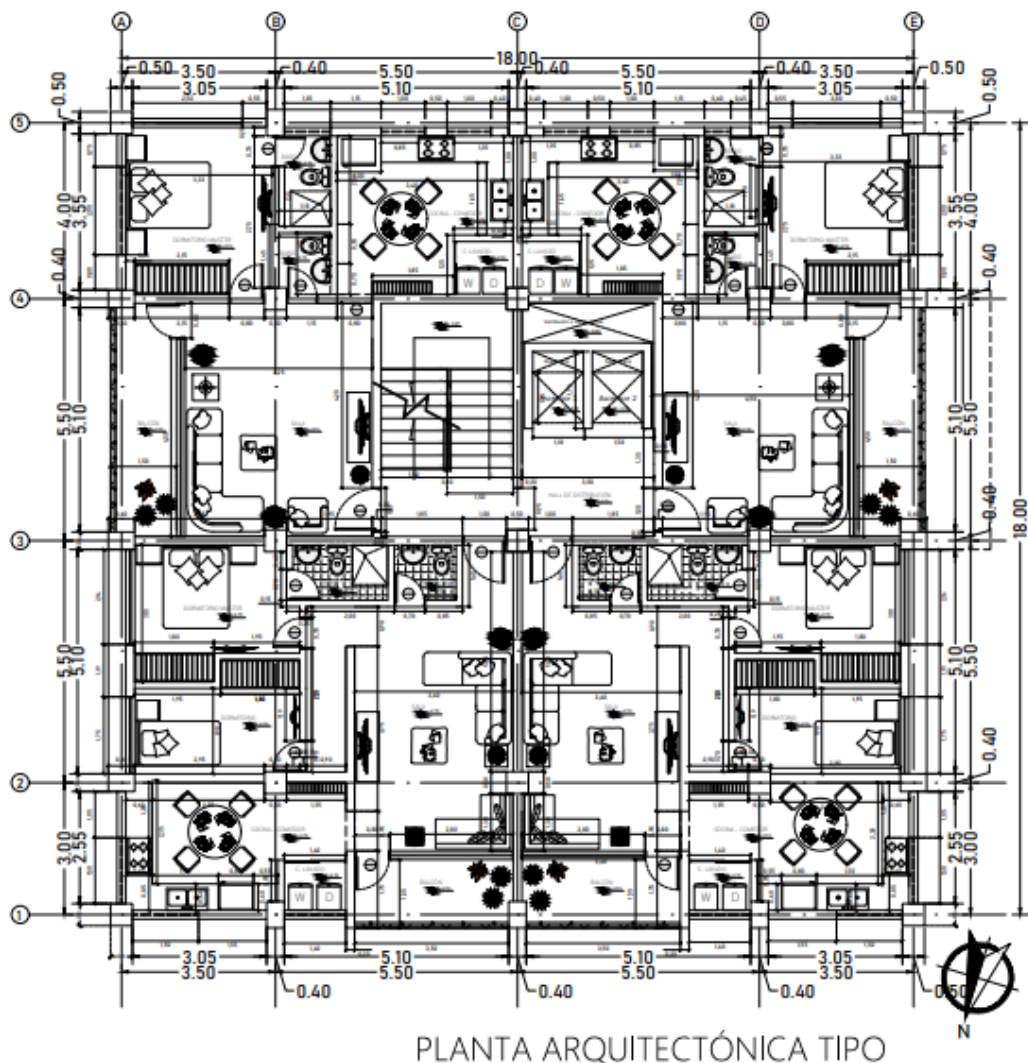


Figura 9. Planta arquitectónica tipo.

Nota: Planos arquitectónicos proporcionados por la directora.

2.2 Ubicación y geología

2.2.1 Ecuador

La edificación en el caso de Ecuador se ubicaría en la provincia El Oro, en la ciudad Machala, en el barrio Urbanización la Carolina, en la Av. 9na Norte, como se muestra en la Figura. 10, correspondiente a la zona sísmica V respecto a la NEC-SE-DS.

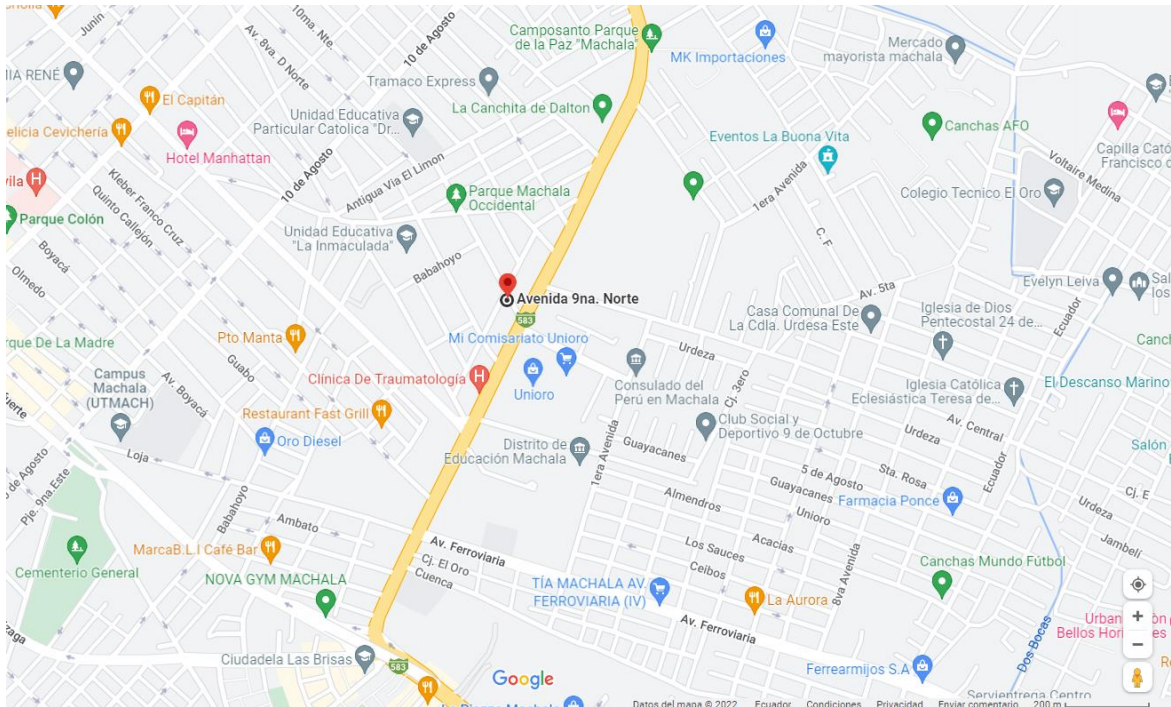


Figura 10. Ubicación de la edificación en Ecuador.

Nota: fuente Google Maps, ubicación de la Avenida 9na Norte en la ciudad de Machala.

Según el estudio de suelos e informe geotécnico del proyecto “ELABORACIÓN DE PLAN DE MEDIANO PLAZO PARA EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE MACHALA, PROVINCIA DE EL ORO”, en el cual en los detalles proporcionados al segundo sondeo realizado correspondientes a la ubicación seleccionada para la ubicación de la edificación en el caso de Ecuador se tiene un Su de aproximadamente 167 KPa por lo que de acuerdo con la NEC-SE-DS se trata de un tipo de suelo C [12].

Además, se tienen los siguientes factores [9], dependientes del tipo de suelo y la zona sísmica en que se encuentra la edificación, además del valor del coeficiente $\eta = 1.8$ para la región Costa, y el factor $r = 1$ correspondiente al tipo de suelo C.

F_a : Es el factor de ampliación del suelo en la región de períodos cortos, cuyos valores se muestran en la Tabla 2 según el coeficiente Z y el tipo de perfil de suelo, en este caso C, obteniendo así un factor de 1.2.

Tabla 2. Coeficiente F_a según la zonificación sísmica y el tipo del perfil de 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	0.9	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					

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 31.

F_d : Es el factor para amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamientos para diseño, cuyos valores se muestran en la Tabla 3 según la zonificación sísmica, en este caso zona V y la clase de suelo, en este caso tipo C, se tiene así un factor de 1.11.

Tabla 3. Coeficiente F_d según la zonificación sísmica y el tipo del perfil de 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	0.9	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					

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 31.

F_s : Es el coeficiente que representa cómo se comporta el suelo de manera no lineal, sus valores están en la Tabla 4 según la zonificación sísmica en este caso zona V y la clase de suelo, en este caso tipo C, se tiene así un factor de 1.11.

Tabla 4. Coeficiente F_s según la zonificación sísmica y el tipo del perfil de 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					

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 32.

2.2.2 Perú

La edificación en el caso de Perú se ubicaría en el Departamento de Tumbes, Zarumilla, Aguas Verdes, en la Avenida República del Perú, como se muestra en la Figura 11, correspondiente a la zona 4 por lo que se tiene un coeficiente de zona $Z = 0.45$ respecto al Reglamento Nacional de Edificaciones N.T.E. E.030.

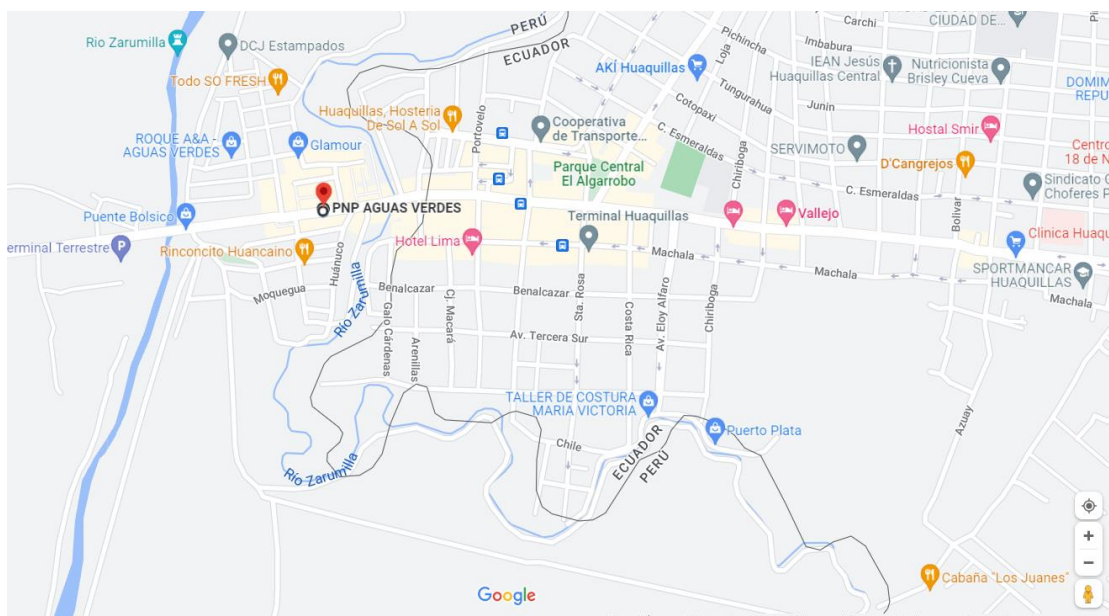


Figura 11. Ubicación de la edificación en Perú.

Nota: fuente Google Maps, ubicación de la Avenida 9na Norte en la ciudad de Machala.

Según el estudio de suelo para realizar de cimentaciones del proyecto “ESTUDIO DE SUELOS PARA LA IMPLEMENTACION DE JUZGADOS DE PAZ LETRADOS EN

COMISARIAS EN LA ZONAS DE FRONTERA"- COMISARIA DE AGUAS VERDES" y respecto con las normas del Reglamento Nacional de Construcciones, al suelo en estudio para la ubicación en el caso de Perú le corresponde un suelo clase S_3 [13].

Según el tipo de perfil de suelo se definen los parámetros de Sitio: " S " (Tabla 5.) correspondiente al factor de amplificación del suelo, " T_P " y " T_L " (Tabla 6.) correspondientes a los periodos [14].

Tabla 5. Coeficiente de suelo " S "

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota: fuente Normativa E.030 Diseño Sismorresistente, p. 16.

Por lo que se obtiene un valor de $S = 1.10$ para el caso en estudio.

Tabla 6. Períodos " T_P " y " T_L "

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota: fuente Normativa E.030 Diseño Sismorresistente, p. 16.

Por lo que se obtiene un valor $T_P = 1s$ y $T_L = 1.6s$ para el caso en estudio.

2.3 Descripción de los materiales

2.3.1 Hormigón

La resistencia a compresión f'_c del hormigón a usarse es de **210 kg/cm²** o su equivalencia **21 MPa**, valor mínimo para el hormigón normal establecido por la NEC-SE-HM. Tendrá un peso unitario de 2400 kg/m³, establecido para Ecuador y Perú.

Mientras que para el módulo de elasticidad (E_c) del mismo que tenemos las siguientes expresiones:

Para Ecuador según [15]:

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

Donde $f'c$ es la capacidad del concreto para soportar fuerzas de compresión antes de experimentar un fallo Kg/cm^2 .

$$E_c = 12500 * \sqrt{210} = 181142.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Para Perú según la normativa E.060 [16]:

$$E_c = wc^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'c}$$

Donde wc es el peso unitario del hormigón, 2400 kg/m^3 y $f'c$ es la capacidad del concreto para soportar fuerzas de compresión antes de experimentar un fallo, en MPa.

$$E_c = 2400^{1.5} * 0.043 * \sqrt{21} = 23168.34 \text{ MPa}$$

$$E_c = 236251.3 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.2 Acero

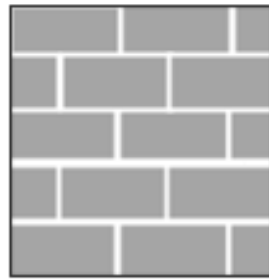
El acero será corrugado y tendrá una resistencia a la fluencia de $f_y = 420 \text{ MPa}$. El módulo de Elasticidad (E_s) para Ecuador según la NEC-SE-HM y para Perú según la Norma E.060 puede tomarse como $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

2.4 Análisis de Cargas

2.4.1 Carga Muerta

De la NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas (Ecuador) y de la Norma E.020 Cargas (Perú), se han obtenido los pesos unitarios de los materiales necesarios para la determinación de la carga muerta.

En el caso de la mampostería se ha realizado un análisis de 1 m^2 de pared Figura 12, donde se determinó que son necesarios 12.5 bloques, que en el caso de la pared gruesa se usan bloques de $15 \times 20 \times 40 \text{ cm}$, mientras que en la pared delgada se usan bloques de $10 \times 20 \times 40 \text{ cm}$, además de 8 m lineales de mortero de 1.5 cm de espesor, y se considerará dentro del mismo análisis 2cm de espesor de enlucido en cada lado de la pared teniendo así un total de 4 cm^2 de enlucido por cada m^2 de pared.



1 m² de pared
 8 m lineales mortero
 0.015 m espesor
 0.15 m ancho bloque 15cm
 0.1 m ancho bloque 10cm
 12.5 u bloques
 0.04 m espesor enlucido

Figura 12. Análisis de 1 m² de pared.

Nota: Elaboración propia.

Por tanto, se muestra el cálculo del peso por m² para la pared gruesa en la Tabla 7 y para la pared delgada en la Tabla 8.

Tabla 7. Cálculo del peso por m² de la pared gruesa.

Análisis de la pared gruesa		Volumen/m ² de pared	Peso/m ² de pared
Bloque Hueco de Hormigón (15cm)	12 KN/m ³	0.012 m ³	1.8 KN
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	20 KN/m ³	0.018 m ³	0.36 KN
Enlucido	20 KN/m ³	0.04 m ³	0.8 KN
Peso total de 1 m² de pared			2.96 KN

Nota: Elaboración propia.

Tabla 8. Cálculo del peso por m² de la pared delgada.

Análisis de la pared delgada.		Volumen/m ² de pared	Peso/m ² de pared
Bloque Hueco de Hormigón (10cm)	12 KN/m ³	0.008 m ³	1.2 KN
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	20 KN/m ³	0.012 m ³	0.24 KN
Enlucido	20 KN/m ³	0.04 m ³	0.8 KN
Peso total de 1 m² de pared			2.24 KN

Nota: Elaboración propia.

Además, se obtuvo de los planos arquitectónicos el largo total, y altura de las paredes gruesa y delgada, con las que se obtuvo el peso total de las paredes y considerando que se tiene un área de 324 m² en la planta tipo, se ha obtenido la carga por mampostería y enlucido como se exhibe en la Tabla 9, correspondiente a cada piso (tipo) de la edificación.

Tabla 9. Cálculo de la carga por mampostería y enlucido

Detalle	Largo(m)	Altura(m)	Área (m ²)	Peso(KN/m ²)	Peso (KN)	Carga(KN/m ²)
Pared gruesa P. Tipo	96.55	2.6	251.03	2.96	743.05	2.29
Pared delgada P. Tipo	69.8	2.6	181.48	2.24	406.52	1.25
Mampostería y enlucido						3.55

Nota: Elaboración propia.

De igual manera se tiene el cálculo para la carga por las ventanas en la Tabla 10.

Tabla 10. Cálculo de la carga por ventanas.

	Largo(m)	Altura(m)	Área (m ²)	Peso(KN/m ³)	Peso (KN)	Carga(KN/m ²)
Ventanas	17.4	2.6	45.24	26	11.76	0.04

Nota: Elaboración propia.

Para la carga de contrapiso y cerámica, se tiene la Tabla 11.

Tabla 11. Carga de contrapiso y baldosa.

PISO				
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor		0.22 KN/m ²	Por ser 2cm	0.44 KN/m ²
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor		0.2 KN/m ²	Por ser 1 cm	0.2 KN/m ²
Total baldosa y contrapiso				0.64 KN/m²

Nota: Valores obtenidos de la NEC-SE-CG, se ha supuesto 2 cm de espesor de contrapiso y 1 de baldosa.

2.4.2 Carga Viva

De la NEC-SE-CG para Ecuador y de la Norma E.020 Cargas para Perú, se ha obtenido un valor correspondiente a carga viva para vivienda de **2 kN/m²**, o su equivalencia **0.204 t/m²**.

2.4.3 Combinaciones de carga

Para considerar los estados más desfavorables de las cargas y sus combinaciones la NEC-SE-CG a planteado para Ecuador las siguientes expresiones [17]:

$$\left\{ \begin{array}{l} C1: 1.4D \\ C2: 1.2D + 1.6L + 0.5 \max(L_r, S, R) \\ C3: 1.2D + 1.6 \max(L_r, S, R) + \max(L, 0.5W) \\ C4: 1.2D + W + L + 0.5 \max(L_r, S, R) \\ C5: 1.2D + E + L + 0.2S \\ C6: 0.9S + W \\ C7: 0.9D + E \end{array} \right.$$

Donde **D** es la carga permanente o también llamada muerta, **E** es la carga de sismo, **L** es la carga viva o también llamada sobrecarga, **L_r** es la sobrecarga de la cubierta, **S** la carga generada por granizo y **W** la carga generada por el viento.

De igual manera en Perú según la normativa E.060 se tiene que la resistencia última estará dada por las combinaciones presentadas, a continuación [16] :

$$\left\{ \begin{array}{l} C1: 1.4CM + 1.7CV \\ C2: 1.25(CM + CV \pm CV_i) \\ C3: 0.9CM \pm 1.25CV_i \\ C4: 1.25(CM + CV) \pm CS \\ C5: 0.9CM \pm 1.25CS \\ C6: 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE \\ C7: 0.9CM \pm 1.7CE \\ C8: 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL \end{array} \right.$$

Donde **CM** es la carga permanente o también llamada muerta, **CS** es la carga del evento sísmico, **CV** es la carga viva o también llamada sobrecarga, **CV_i** la carga generada por el viento y **CE** es la carga lateral que se genera por el empuje de los suelos.

2.4.4 Resumen de cargas

En la Tabla 12 se exhibe el resumen de las cargas, donde se evidencia que se ha obtenido una carga muerta total que incluye la mampostería, enlucido, ventanas, contrapiso y baldosa, y el peso propio de la losa alivianada determinada en la Figura 13. Además, se ha considerado una sobrecarga extra que tome en cuenta las cargas de instalaciones. Dicha carga muerta total corresponde a **0.71 t/m²** para cada piso de la edificación. Así mismo, se tiene una carga viva correspondiente al caso de vivienda de **0.20 t/m²** para cada piso de la estructura.

Tabla 12. Resumen de cargas

RESUMEN CARGAS	kN/m ²	t/m ²
Mampostería y enlucido	3.55	0.362
Ventanas	0.04	0.004
Contrapiso y Baldosa	0.64	0.065
Sobrecarga extra	0.25	0.025
Wpplosa	2.53	0.258
Total Carga Muerta	7.01	0.714
Carga viva por vivienda	2.00	0.204
Total Carga Viva	2.00	0.204

2.5 Predimensionamiento de elementos

2.5.1 Predimensionamiento de losas

Para el predimensionamiento de la losa se ha verificado en cuantas direcciones trabaja la misma por lo que se ha dividido la longitud libre larga para la longitud libre corta, teniendo

así $\frac{5.5-0.25}{3-0.25} = 1.91$ y se ha obtenido un valor inferior a 2 por tanto esta losa trabaja en dos direcciones.

Para este prediseño se ha asumido que $\alpha_{fm} > 2$, por lo que se ha hecho uso de la Tabla 13 para determinar el espesor mínimo de la losa.

Tabla 13. Espesor mínimo de losa

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2], [3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2], [3]}
		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 (mm)

^[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.

Nota: fuente Tabla 8.3.1.2 ACI 318-19, p.106.

Para el caso asumido corresponde la expresión:

$$h = \frac{\ell_n * \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

y se ha considerado los siguientes casos más críticos como se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14. Determinación de h de la losa maciza.

Ln largo	5.25	m	Ln largo	5.25	m
Ln corto	5.25	m	Ln corto	2.75	m
β	1.000		β	1.909	
h	0.128	m	h	0.109	m

Por lo que se ha asumido un $h = 15 \text{ cm}$, obteniendo así una losa maciza con las propiedades presentadas en la Figura 13.

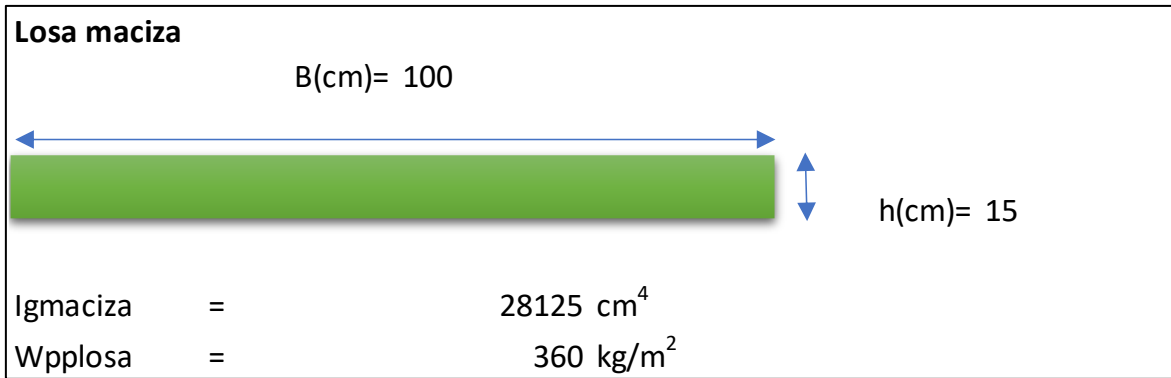


Figura 13. Características de la Losa Maciza del predimensionamiento

Nota: Elaboración propia.

Se dimensiona una losa con alivianamientos que tenga inercia mayor a la inercia de la losa maciza, misma que se muestra en la Figura. 14.

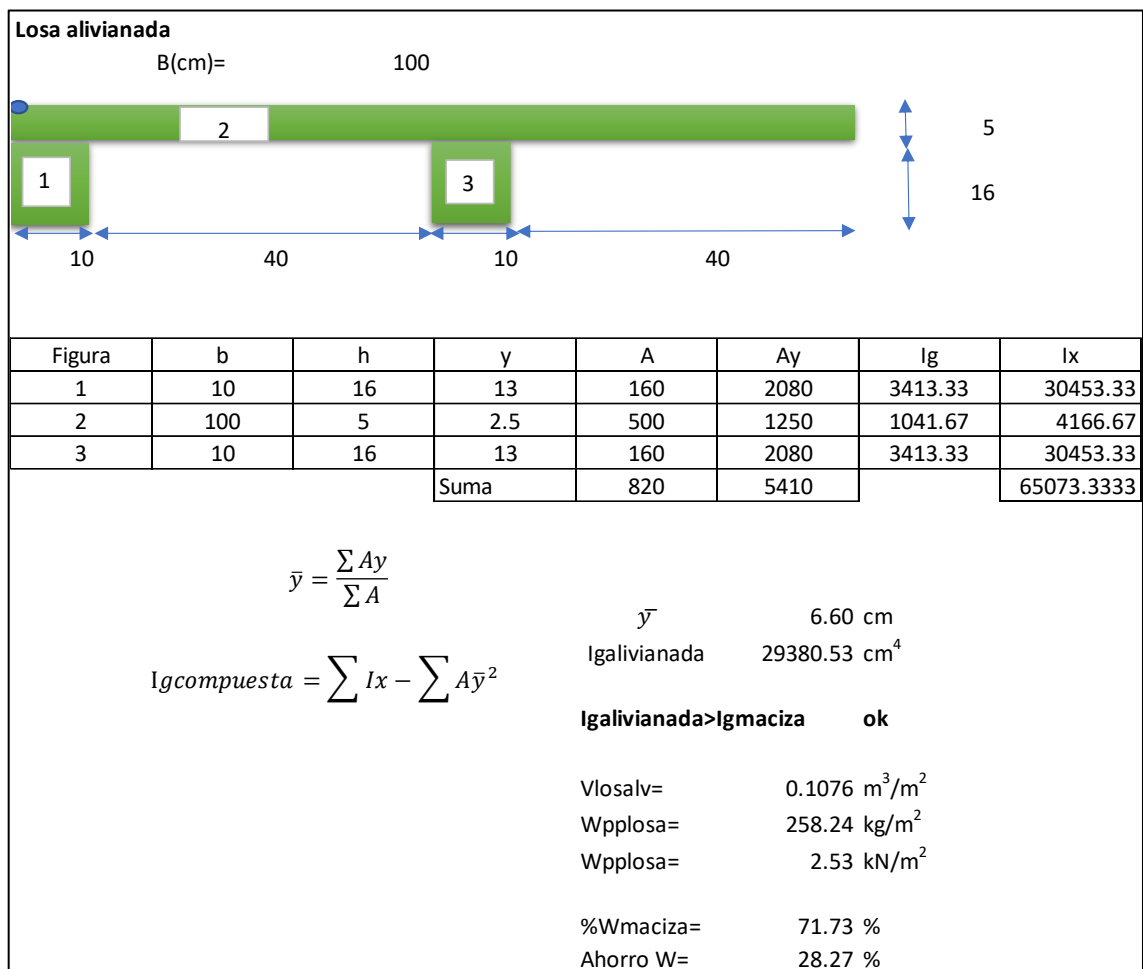


Figura 14. Predimensionamiento de la losa alivianada

Nota: Elaboración propia.

2.5.2 Predimensionamiento de vigas

Para el prediseño de estos elementos se ha considerado 2 criterios que se muestran a continuación.

2.5.2.1. Primer criterio

En la Tabla 15 se establece el límite mínimo para la altura de las vigas dependiendo de la condición de apoyo para cada vano.

Tabla 15. Altura mínima, h

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Nota: fuente tabla 9.3.1.1 ACI 318-19, p.133.

Tenemos que la longitud más crítica para el caso de ambos extremos continuos es:

$$l = 5.5m$$

Por lo que la altura mínima h es:

$$h = \frac{l}{21} = \frac{5.5}{21} = 0.297m$$

Tenemos que la longitud más crítica para el caso de un extremo continuo es:

$$l = 5.5m$$

Por lo que la altura mínima h es:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{4}{18.5} = 0.216m$$

Entonces, la altura asumida para la viga es de 0.3m=30cm

Mientras que para la base se establece que será el máximo entre 25 cm, y 0.3 veces la altura asumida, por lo que en este caso es 25 cm.

Teniendo así una viga de 25cm de base por 30 cm de altura.

2.5.2.2. Segundo criterio

2.5.2.2.1. Cargas sobre vigas

En el proceso de obtención de las cargas actuantes sobre cada viga se ha realizado la distribución triangular y trapezoidal de cargas correspondientes a los pisos de planta tipo como se exhibe en la Figura 15.

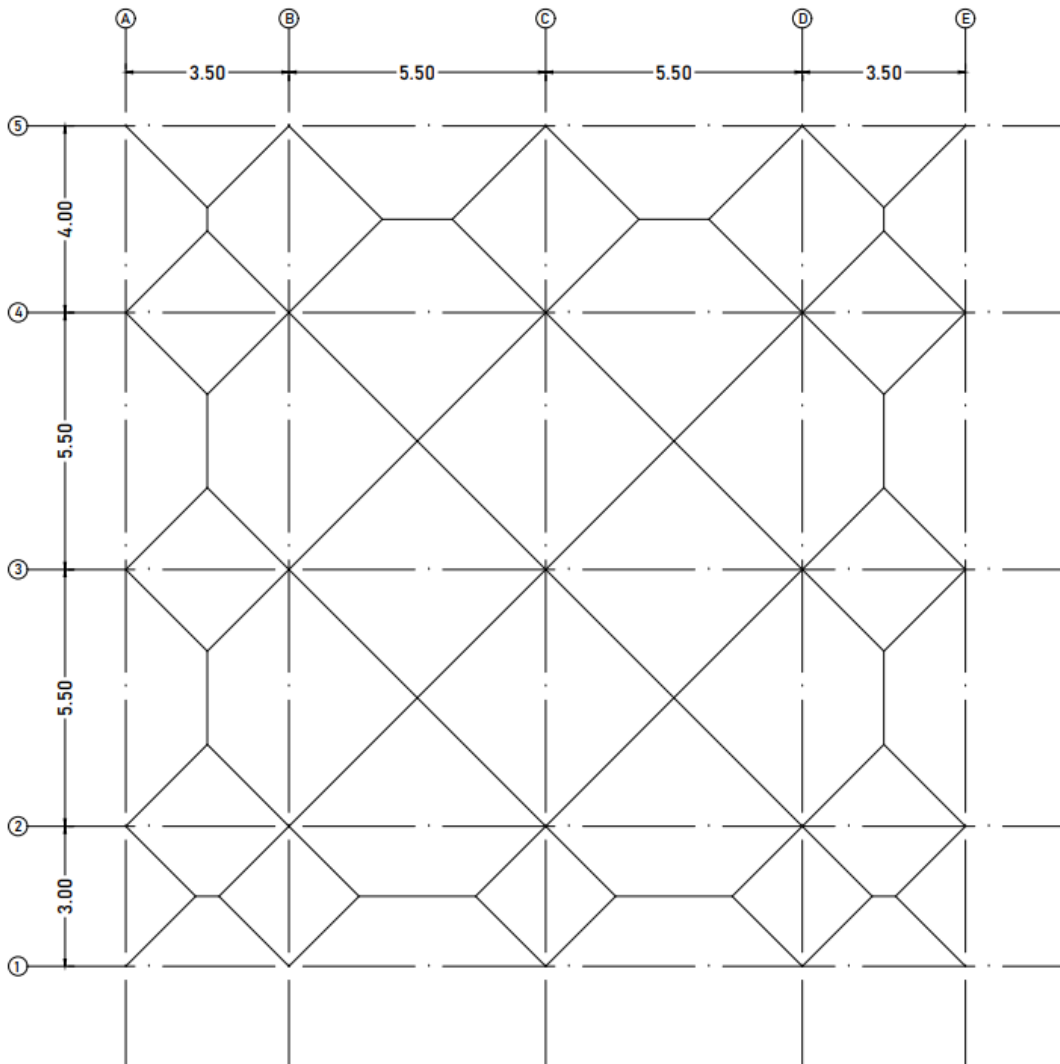


Figura 15. Distribución triangular y trapezoidal de cargas sobre las vigas de la losa tipo.

Nota: Elaboración propia.

Para las cargas triangulares se ha usado la expresión mostrada a continuación:

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

Donde **S** es longitud corta y **W** es carga es la carga por distribuirse.

Para las cargas trapezoidales se ha usado la expresión mostrada a continuación:

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

Donde **LC** es la longitud corta, **LL** es la longitud larga y $m = LC/LL$, además, $s = LC$ y **w** es la carga por distribuirse.

Por lo que considerando las 2 vigas más críticas en cada dirección: viga del **eje C** y viga del **eje 3**, tenemos el análisis correspondiente a cada una de ellas para la obtención de las cargas en cada una.

Para el caso de la viga del eje C se tiene el análisis para la carga como se exhibe en la Figura 16, y el análisis de la carga viva se muestra en la Figura 17, mientras que para el caso de la viga que corresponde al eje 3 se analizó con la carga como se presenta en la Figura 18, y el análisis de la carga viva se exhibe en la Figura 19.

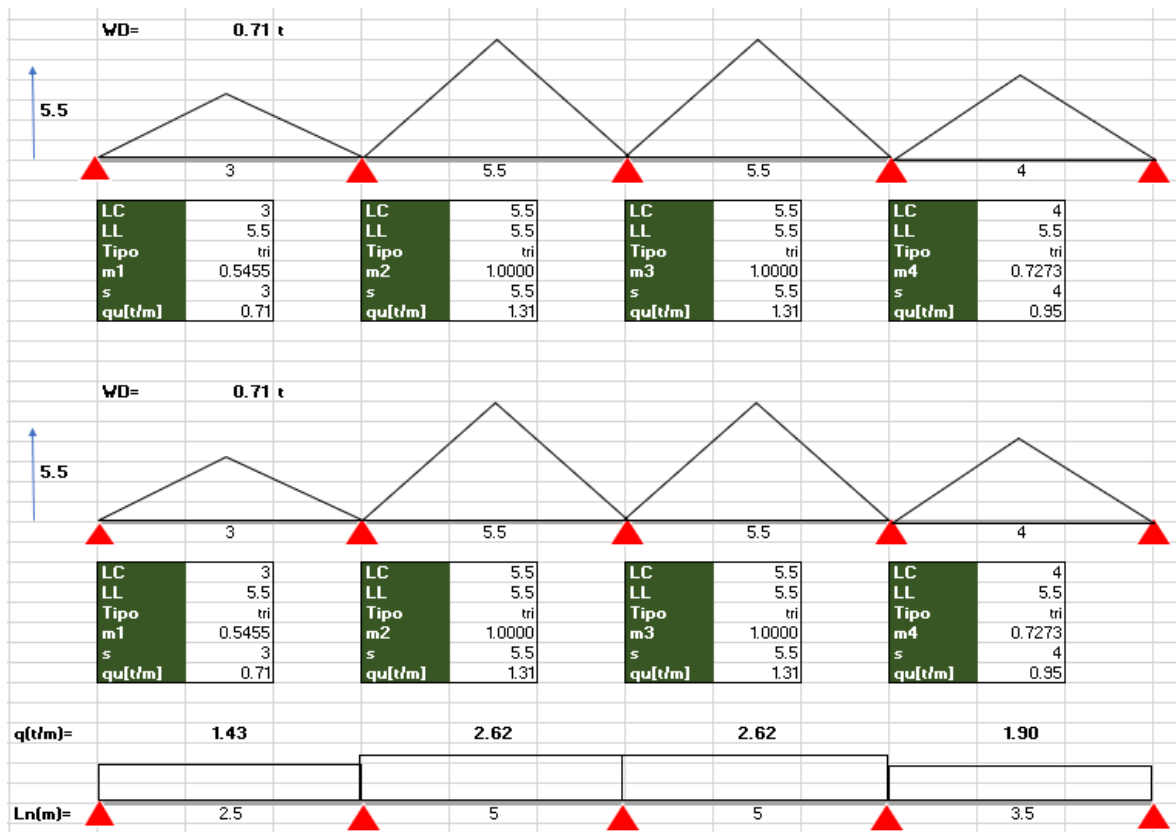


Figura 16. Carga muerta para la viga del Eje C

Nota: Elaboración propia.

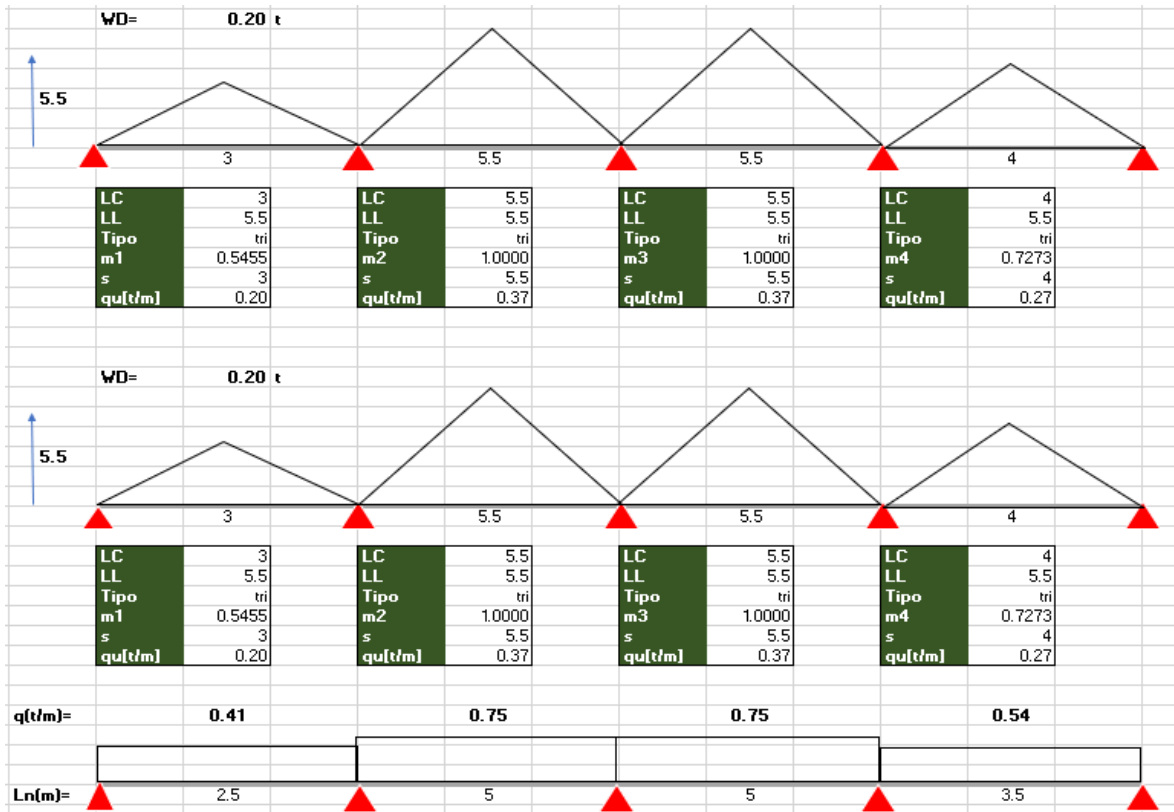


Figura 17. Carga viva para la viga del eje C

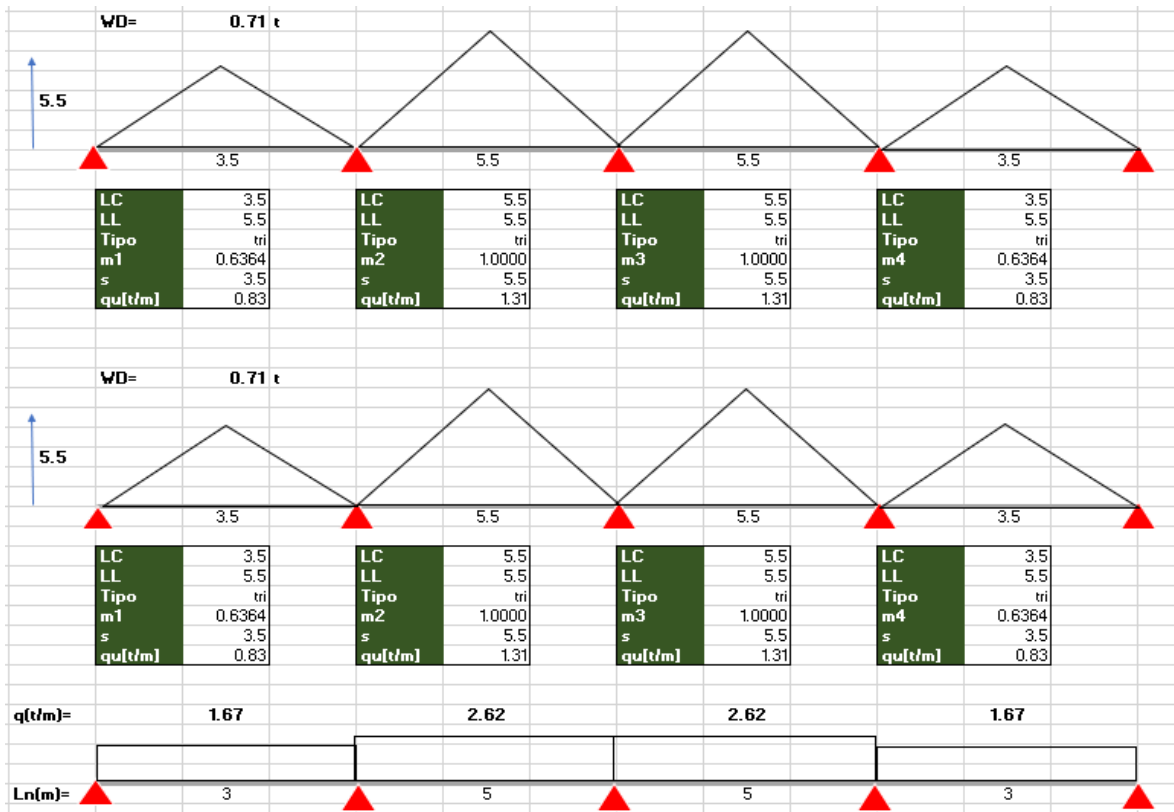


Figura 18. Carga muerta para la viga del eje 3

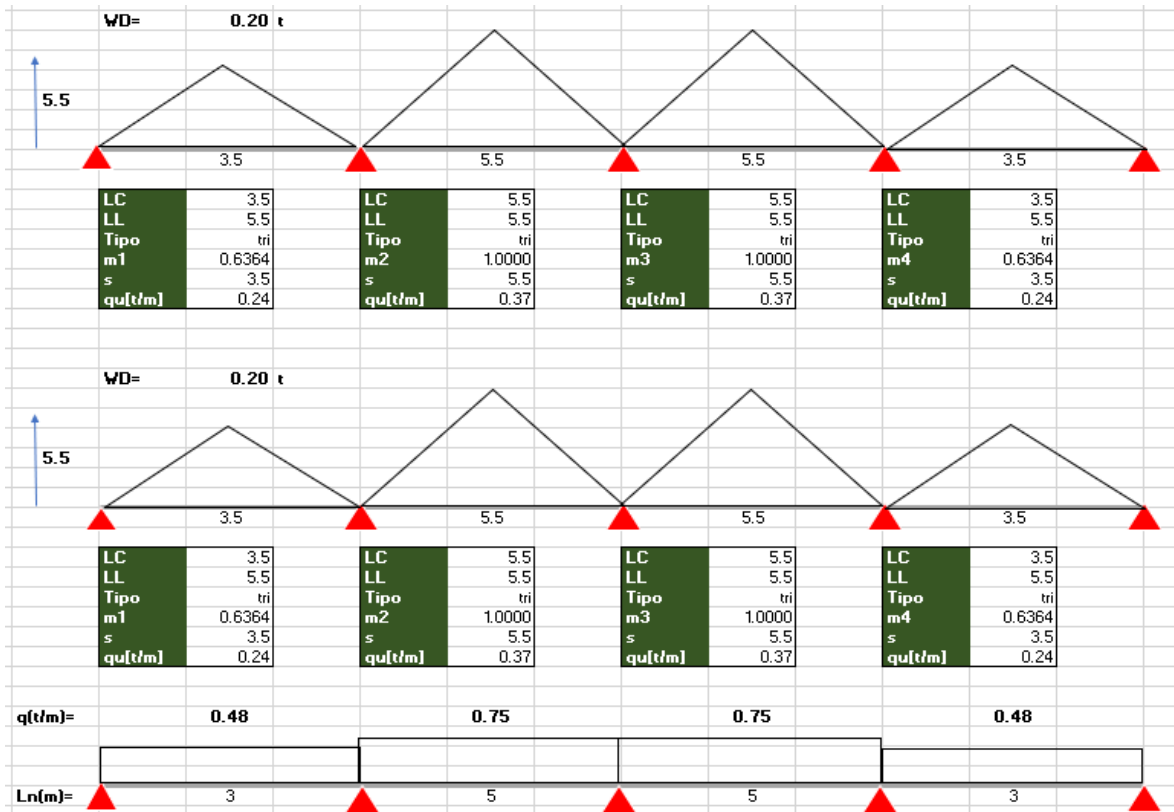


Figura 19. Carga viva para la viga del eje 3

Se procede según el capítulo 6.5 del ACI 318-19 (Método simplificado para análisis de vigas no preesforzadas), donde se determinan los momentos como se indica en la Tabla 16.

Tabla 16. Aproximación de momentos en vigas no preesforzadas continuas

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 3 m (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	$w_u \ell_n^2 / 12$

⁽¹⁾ Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

Nota: Nota: fuente ACI 318-19, p.133.

De donde se obtiene el esquema mostrado en la Figura. 20. Para momentos aproximados para vigas.

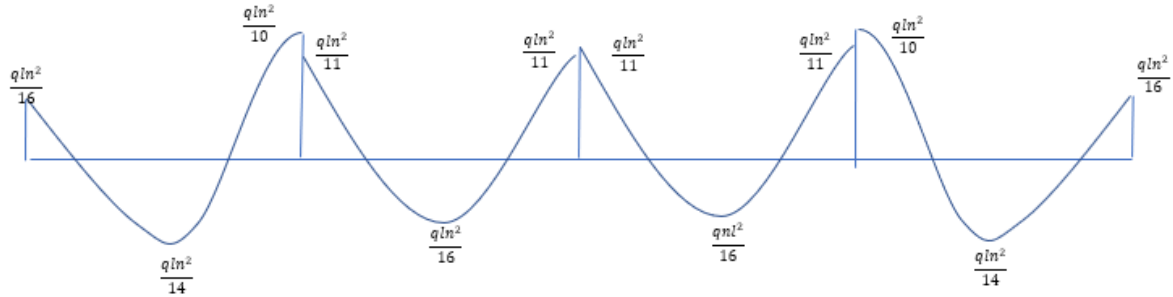


Figura 20. Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas de 4 vanos

Obteniendo así los diagramas de momentos correspondientes a cada tipo de carga en cada viga, para la viga correspondiente al eje C se exhibe en la Figura 21 y Figura 22, y para la viga correspondiente al eje 3 se exhibe en la Figura 23 y Figura 24.

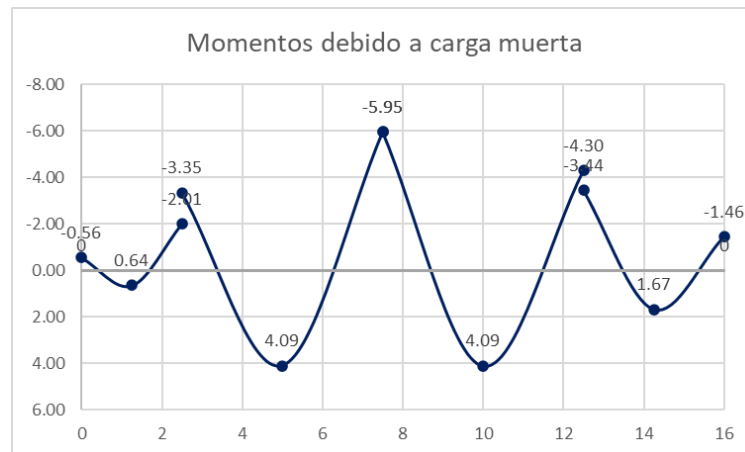


Figura 21. Momentos debido a carga muerta en la viga del eje C

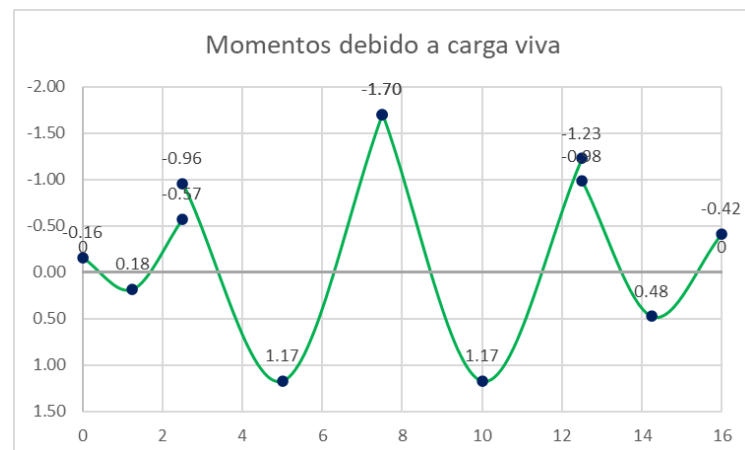


Figura 22. Momentos debido a carga viva en la viga del eje C

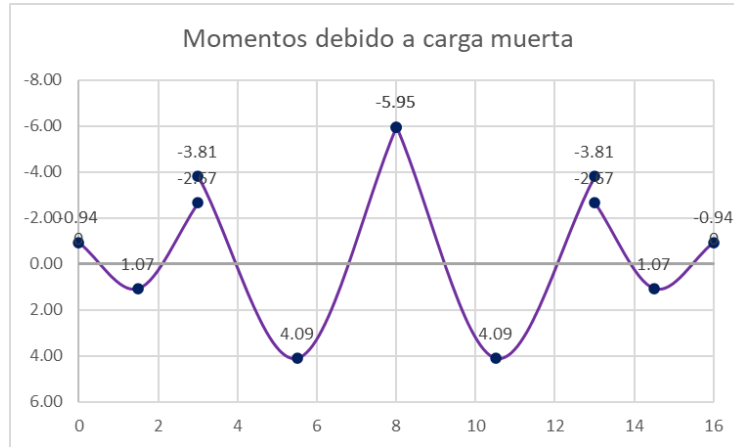


Figura 23. Momentos debido a carga muerta en la viga del eje 3

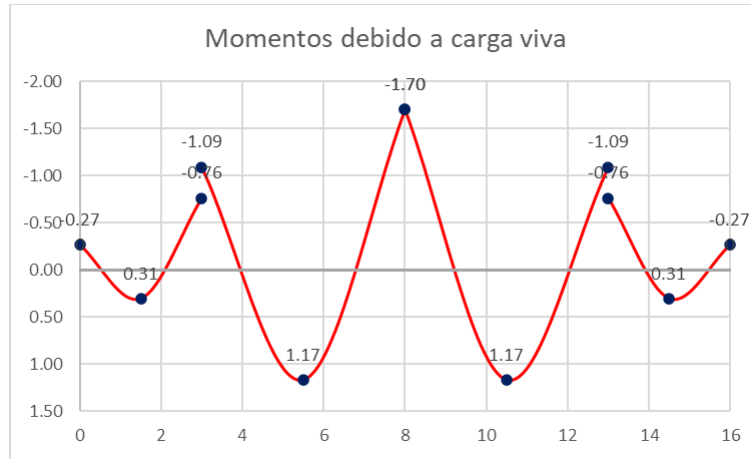


Figura 24. Momentos debido a carga viva en la viga del eje 3

Nota: Figuras 20-23 elaboración propia.

Además, se tienen las combinaciones de carga **C1** y **C2**, se han seleccionado solamente las de Ecuador ya que se desea obtener dimensiones para un prediseño, por lo que no es necesario trabajar con las combinaciones para Ecuador y Perú por separado.

$$C_1: 1.4 * D$$

$$C_2: 1.2 * D + 1.6 * L$$

Donde **D** es la carga permanente o también llamada muerta y **L** es la carga en movimiento o carga viva

Obteniendo así la Tabla 17 y Tabla 18 donde se muestra un resumen de los momentos obtenidos para la viga del eje C y eje 3 respectivamente, incluyendo las combinaciones **C1** y **C2**.

Tabla 17. Resumen momentos viga del eje C

VIGA DEL EJE C												
M y C /L[m]	0	1.25	2.5	2.5	5	7.5	7.5	10	12.5	12.5	14.25	16
MD	-0.56	0.64	-2.01	-3.35	4.09	-5.95	-5.95	4.09	-4.30	-3.44	1.67	-1.46
ML	-0.16	0.18	-0.57	-0.96	1.17	-1.70	-1.70	1.17	-1.23	-0.98	0.48	-0.42
C1	-0.78	0.89	-2.81	-4.69	5.73	-8.33	-8.33	5.73	-6.02	-4.82	2.33	-2.04
C2	-0.92	1.06	-3.33	-5.55	6.78	-9.86	-9.86	6.78	-7.13	-5.70	2.76	-2.42

Nota: La unidad de los momentos es t*m.

Tabla 18. Resumen de momentos viga del eje 3

VIGA DEL EJE 3												
M y C /L[m]	0	1.5	3	3	5.5	8	8	10.5	13	13	14.5	16
MD	-0.94	1.07	-2.67	-3.81	4.09	-5.95	-5.95	4.09	-3.81	-2.67	1.07	-0.94
ML	-0.27	0.31	-0.76	-1.09	1.17	-1.70	-1.70	1.17	-1.09	-0.76	0.31	-0.27
C1	-1.31	1.50	-3.73	-5.33	5.73	-8.33	-8.33	5.73	-5.33	-3.73	1.50	-1.31
C2	-1.55	1.78	-4.42	-6.31	6.78	-9.86	-9.86	6.78	-6.31	-4.42	1.78	-1.55

Nota: La unidad de los momentos es t*m.

De donde se ha obtenido que para los dos casos el **Mu máximo** es de 9.86 tm.

2.5.2.2.2. Revisión por capacidad

Para la revisión por capacidad se han considerado los datos que se exhiben en la Tabla 19.

Tabla 19. Datos para la revisión de capacidad

Datos		
f'c	280	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
r	4	cm
φL	2	cm
φE	1	cm
β1	0.85	
α	1.4	
λ	1	
φ	0.75	

Se consideran las siguientes expresiones para obtener tanto la cantidad de acero máximo para la sección por analizar, así como el momento nominal máximo.

$$As_{max} = 0.5 * 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6300}{6300 + fy} \right) * b * d$$

$$Mn_{max} = As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b} \right)$$

Se procede a realizar el análisis para la viga obtenida en el prediseño por el primer criterio, como se observa en la Tabla 20.

Tabla 20. Revisión de capacidad de viga 25x30

VIGA 25x30		
b	25	cm
h	30	cm
d	24	cm
Asmax	8.67	cm ²
Mnmax	7.63	t.m
ϕMnmax	6.86	t.m
Mumax	9.86	t.m

Como **ϕMn máximo** de la sección es menor que el **Mu máximo** obtenido previamente, es necesario rediseñar.

Se realiza la revisión de capacidad para una viga de 25x40.

Tabla 21. Revisión de capacidad de una viga de 25x40

VIGA 25x40		
b	25	cm
h	40	cm
d	34	cm
Asmax	8.67	cm ²
Mnmax	11.27	t.m
ϕMnmax	10.14	t.m
Mumax	9.86	t.m

Como **ϕMn máximo** de la sección es mayor que el **Mu máximo** obtenido previamente, se acepta la sección.

2.5.3 Predimensionamiento de columnas

2.5.3.1. Consideraciones de prediseño

Para predimensionar las columnas se considerará el análisis de cargas resumido en la sección 2.4.3 del proyecto. Además, se tiene la combinación **C₂** establecida en la sección 2.5.2.2.1, y de los planos arquitectónicos en planta se tiene el área aportante a la columna más crítica que es la columna central y es de la cual se desarrolla el ejemplo de cálculo.

2.5.3.2. Resistencia última y nominal para fuerza axial

Para determinar la fuerza axial mayorada **P_u** (resistencia última) se tiene la siguiente expresión.

$$P_u = C_2 * A_{aportante} * \#pisos$$

Donde P_u es la fuerza axial mayorada, C_2 es la combinación 2 de cargas y $A_{aportante}$ es el área aportante a la columna en análisis

Según el apartado 22.4.2.2 del ACI 318-19 [18].

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Donde P_o es la resistencia nominal a carga axial considerando una excentricidad de 0, A_g es el área bruta de la sección transversal de la columna de hormigón, A_{st} es el área total del acero longitudinal, f'_c es la capacidad del hormigón para soportar fuerzas de compresión antes de experimentar un fallo, f_y es la capacidad resistente especificada a la fluencia del refuerzo.

Considerando para columnas por encima de subsuelo,

$$1.2P_u < \frac{P_o}{3}$$

Además,

$$A_{st} = \rho_s A_g$$

Donde ρ_s es la cuantía de acero

Obteniendo así,

$$A_g = \frac{3.6P_u}{0.85f'_c(1 - \rho_s) + \rho_s f_y}$$

2.5.3.3. Sección mínima de columnas

Verificación de los límites dimensionales establecidos en el ACI 318-19: 18.7.2 [18]

$$a) L_{menor} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b) \frac{L_{menor}}{L_{perpendicular}} \geq 0.4$$

Verificación del área de refuerzo longitudinal en el ACI 318-19: 18.7.4.1 [18]

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

2.5.3.4. Ejemplo de cálculo de columna central

En la Figura 25 se exhibe el área aportante para la columna central C3.

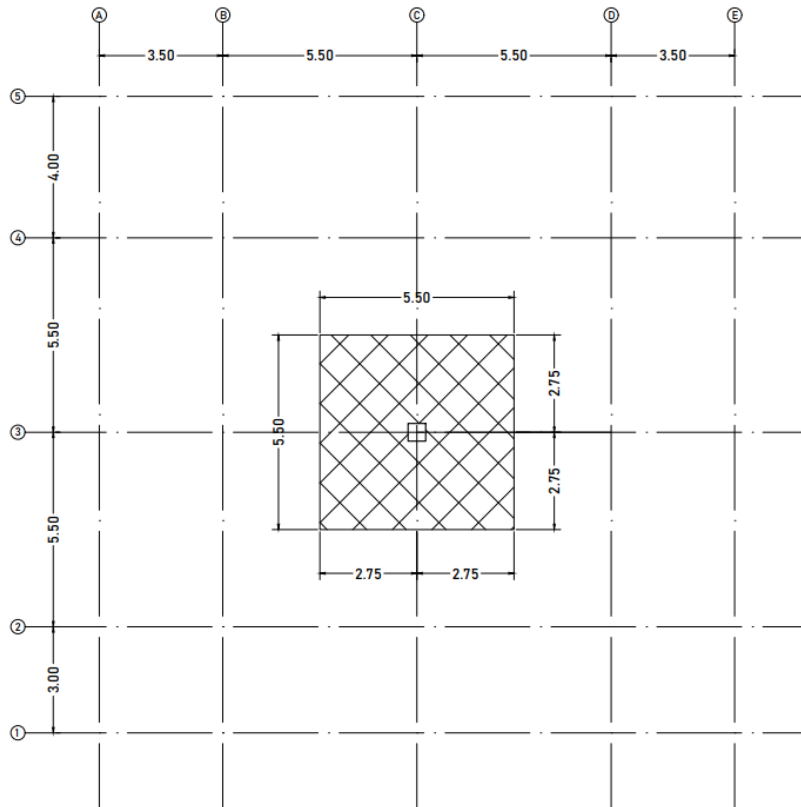


Figura 25. Área aportante para la columna central C3

Nota: Elaboración propia

$$A_{aportante} = (2.75 + 2.75) * (2.75 + 2.75) = 30.25 \text{ m}^2$$

Además de la combinación 2,

$$c_2 = 1.2 * (0.71434 * 1000) + 1.6(0.20387 * 1000) = 1183.41 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_u = C_2 * A_{aportante} * \#pisos = 1183.41 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 30.25 \text{ m}^2 * 5 = 178990.12 \text{ kgf}$$

Asumiendo una cuantía de acero del 1.5%.

$$A_g = \frac{3.6P_u}{0.85f'_c(1 - \rho_s) + \rho_s f_y} = \frac{3.6(178990.12 \text{ kgf})}{0.85 \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (1 - 0.015) + 0.015 \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 2698.1 \text{ cm}^2$$

Suponemos una columna cuadrada.

$$b = h = \sqrt{A_g} = \sqrt{2698.1 \text{ cm}^2} = 52 \text{ cm}$$

Limites dimensionales.

Se establece una medida constructiva de $b=55$ cm, y al ser cuadrada su altura es igual a la base igual a 55 cm,

$$a) L_{menor} \geq 30 \text{ cm}$$

$$55\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$b) \frac{L_{menor}}{L_{perpendicular}} = \frac{55}{55} = 1 > 0.4$$

Teniendo así C55X55 cm.

2.6 Diseño basado en fuerza

2.6.1. Parámetros para definir el cortante basal según la NEC 15

En esta sección se establecen algunos parámetros para definir el cortante basal según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15.

2.6.1.1. Factor de importancia (I)

El factor de importancia incrementa la fuerza de sismo de diseño dependiendo de la importancia de este considerando su destino y clase de uso como se exhibe en la Tabla 22, teniendo un valor de $I = 1$.

Tabla 22. Coeficiente de importancia

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

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 39.

2.6.1.2. Coeficiente que reduce la resistencia (R)

Este factor aprueba reducir la demanda sísmica de diseño, y en el método de diseño basado en fuerzas depende únicamente de la tipología estructural como se exhibe en la Tabla 23, obteniendo un valor de $R = 8$.

Tabla 23. Factor R para estructuras dúctiles

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

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 65.

2.6.1.3. Coeficiente de irregularidad para planta ϕ_P y de irregularidad en altura ϕ_E

Los factores de irregularidad en altura se muestran en la Tabla 24.

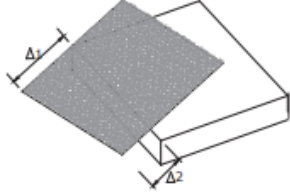

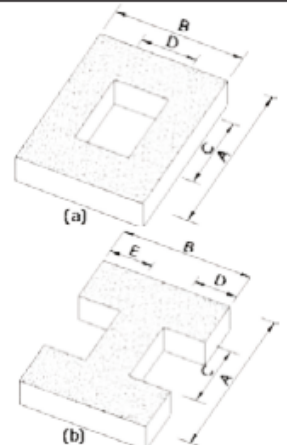
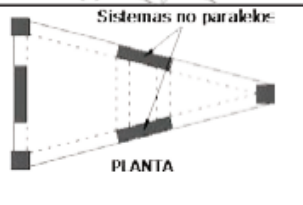
Tabla 24. Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{D1} + K_{D2} + K_{D3})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Nota: fuente NEC-SE-DS, p. 51.

Los factores de irregularidad en planta se muestran en la Tabla 25.

Tabla 25. Coeficientes de irregularidad en planta

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

Nota: fuente NEC-SE-DS-Peligro sísmico -Diseño Sismo Resistente, p. 51.

Nótese que la estructura no tiene irregularidades tanto en altura como en planta y por eso se considera un coeficiente de irregularidad en planta ϕ_P y de irregularidad en altura ϕ_E iguales a 1.

2.6.1.4. Períodos de vibración

Se determina T_0 , el período de vibración límite en el espectro de aceleraciones sísmicas elásticas que estima el sismo de diseño.

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0.1 * 1.11 * \frac{1.11}{1.2} = 0.103 \text{ s}$$

Se determina T_C , el período crítico de vibración en el espectro de aceleraciones sísmicas elásticas que estima el sismo de diseño.

$$T_C = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_C = 0.55 * 1.11 * \frac{1.11}{1.2} = 0.565 \text{ s}$$

Se determina el período de vibración límite usado para definir el espectro de respuesta en desplazamientos T_L .

$$T_L = 2.4F_d$$

$$T_L = 2.4(1.11) = 2.664 \text{ s}$$

Además, por el Método 1 se determina el período de vibración T .

$$T = C_t h_n^\alpha$$

El edificio tiene una altura de 16.4 m.

Además, en la sección 1.4.2.2.2. se establecieron los valores de $C_t = 0.55$ y $\alpha = 0.9$, teniendo así:

$$T = 0.55(16.4)^{0.9} = 0.682 \text{ s}$$

2.6.1.5. Resumen de los parámetros requeridos para determinar el cortante basal

En la Tabla 26 se observa una síntesis de todos los parámetros considerados para determinar el espectro elástico de aceleraciones y cortante basal estático.

Tabla 26. Parámetros considerados para el determinar el cortante basal según la NEC 15

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Zona V	Z	0.4
Tipo de suelo	C	
Coefficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto	Fa	1.2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.11
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.11
Por suelo tipo E	r	1
Razón entre la aceleración espectral Sa a período estructural T = 0.1 s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador. (Costa)	η	1.8
Factor de importancia	I	1
Regular en elevación	ϕ_e	1
Regular en planta	ϕ_p	1
Impedancia del semi espacio	α	0.9
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8
Coefficiente que depende del tipo de edificio	Ct	0.055
Altura del edificio	hn	16.4
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño [s]	To	0.103
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (s)	Tc	0.565
Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos (s)	T _L	2.664
Período fundamental de vibración de la estructura (s)	T	0.682

Nota: Elaboración propia.

2.6.1.6. Espectro de aceleraciones

En el proceso de obtención del espectro de aceleraciones se considera:

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

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

Como $T = 0.682 \text{ s} > T_c$,

$$S_a(T = 0.682\text{s}) = 1.8(0.4)(1.2) \left(\frac{0.565}{0.682} \right)^1 = 0.7155$$

Además, se calculó para los valores mostrados en la Tabla 27.

Tabla 27. Valores de las aceleraciones **Sa(g)** en función de **T**

T(s)	Sa(g)
0	0.8640
0.1	0.8640
0.2	0.8640
0.3	0.8640
0.4	0.8640
0.5	0.8640
0.6	0.8132
0.682	0.7155
0.8	0.6099
0.9	0.5421
1	0.4879
1.1	0.4436
1.2	0.4066
1.3	0.3753
1.4	0.3485
1.5	0.3253
1.6	0.3049
1.7	0.2870
1.8	0.2711
1.9	0.2568
2	0.2440
2.1	0.2323
2.2	0.2218
2.3	0.2121
2.4	0.2033
2.5	0.1952
2.6	0.1877
2.7	0.1807
2.8	0.1743
2.9	0.1682
3	0.1626

Con esto se determinó el espectro elástico de aceleraciones mostrado en la Figura. 26.

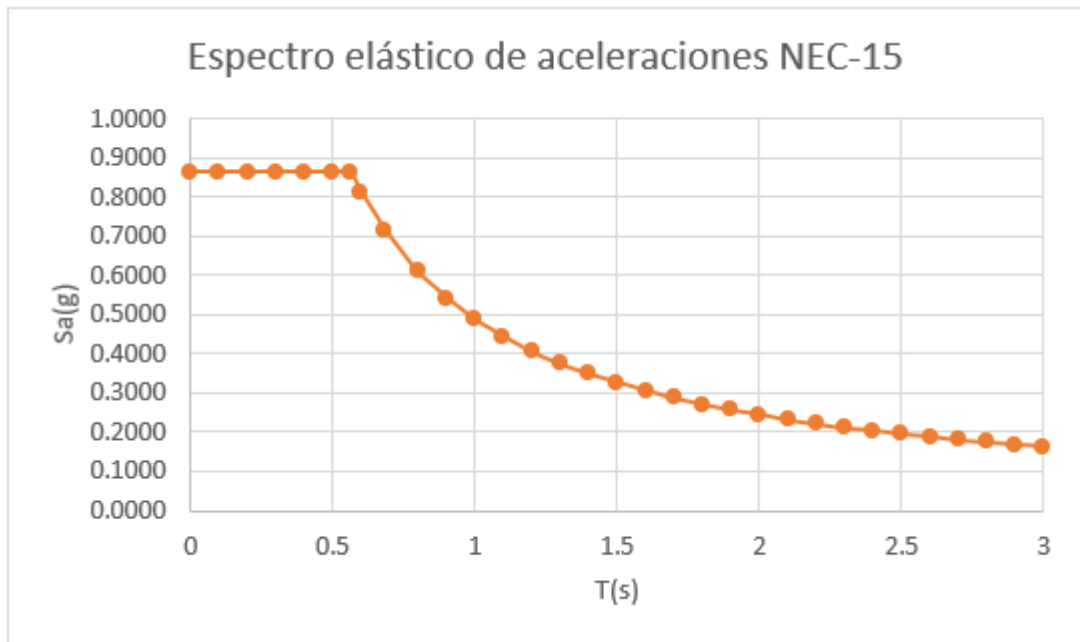


Figura 26. Espectro elástico de aceleraciones

Nota: Elaboración propia.

2.6.1.7. Cálculo manual del cortante basal estático

Se determina el cortante basal estático en función del peso de la edificación.

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

$$V = \frac{1 * 0.7155}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.0894 W$$

2.6.2. Parámetros para definir el cortante basal según el Reglamento Nacional de Edificaciones

En esta sección se establecen algunos parámetros para definir el cortante basal según el Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.6.2.1. Factor de uso (U)

En la Tabla 28 se han establecido las distintas categorías en las que se puede clasificar una estructura, mismas que tienen un correspondiente factor de uso U , de donde para la categoría **C** de estructuras comunes se tiene un $U = 1$.

Tabla 28. Categorías de las edificaciones y su correspondiente factor de uso U

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Ver nota 1	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota: fuente Tabla 5 Normativa E.030, p. 18.

2.6.2.2. Factor básico para reducir efectos de la demanda sísmica (R_0)

La clasificación de las estructuras se realiza según el material usado y el sistema estructural sismorresistente las direcciones de análisis, y a cada tipo se le asigna su correspondiente R_0 como se observa en la Tabla 29. De donde para pórticos de concreto armado se tiene un $R_0 = 8$.

Tabla 29. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción R_0

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

Nota: fuente Tabla 7 Normativa E.030, p. 20.

2.6.2.3. Factor de irregularidad en altura (I_a) y factor de irregularidad en planta (I_p)

A las estructuras se las clasifica como regulares o irregulares, dependiendo de si presentan algún tipo de irregularidad indicada en la Tabla 31 y Tabla 32, sin embargo, se tiene que tomar en cuenta cuando son admisibles las irregularidades dependiendo de las categorías mencionadas en la Tabla 28, esto según la Tabla 30.

Tabla 30. Regularidad de la edificación dependiendo de su categoría.

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota: fuente Tabla 10 Normativa E.030, p. 24.

Nótese que para la zona 4 para la categoría C de edificaciones comunes no se permiten irregularidades extremas.

En la Tabla 31 se presentan los distintos tipos de irregularidad en altura y su correspondiente factor de irregularidad.

Tabla 31. Factor de irregularidad en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad la
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25%.</p>	0,80

Nota: fuente Tabla 8 Normativa E.030, p. 22.

En la Tabla 32 se presentan los distintos tipos de irregularidad en planta y su correspondiente factor de irregularidad.

Tabla 32. Factor de irregularidad en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Nota: fuente Tabla 9 Normativa E.030, p. 23.

De la Tabla 31 y de la Tabla 32 nótese que la edificación no presenta irregularidades por lo que es regular y el factor de irregularidad en altura $I_a=1$, de igual manera el factor de irregularidad en planta $I_p= 1$.

2.6.2.4. Factor para reducir de las fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R se determina mediante la siguiente expresión.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Teniendo así finalmente un $R = 8$

2.6.2.5. Resumen de los parámetros para determinar el Cortante Basal

En la Tabla 33 se presentan los diferentes parámetros con sus respectivos valores para obtener el cortante basal según la Norma E.030

Tabla 33. Valores seleccionados de los distintos parámetros para la obtención del cortante basal según la Norma E.030

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Zona 4	Z	0.45
Factor de Suelo	S	1.1
Factor de uso	U	1
Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas	R_0	8
Factor de irregularidad en planta	I_p	1
Factor de irregularidad en altura	I_a	1
Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas	R	8
Período que define la plataforma del factor C	T_p	1
Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante	T_L	1.6
Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio	C_T	35

2.6.2.6. Período Fundamental de Vibración

De la sección 1.4.3.2.1 se tiene la expresión para obtener el período fundamental de vibración T .

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

Considerando $h_n = 16.4 \text{ m}$, tenemos:

$$T = \frac{16.4}{35} = 0.469 \text{ s}$$

2.6.2.7. Factor de amplificación sísmica

De la sección 1.4.3.2.2., y considerando que $T < T_P$ se tiene que el siguiente valor del factor de amplificación sísmica C .

$$C = 2.5$$

2.6.2.8. Espectro elástico de aceleraciones

Con los parámetros estudiados y previamente determinados en las secciones anteriores se obtuvo el espectro elástico de aceleraciones que se muestra en la Figura 27.

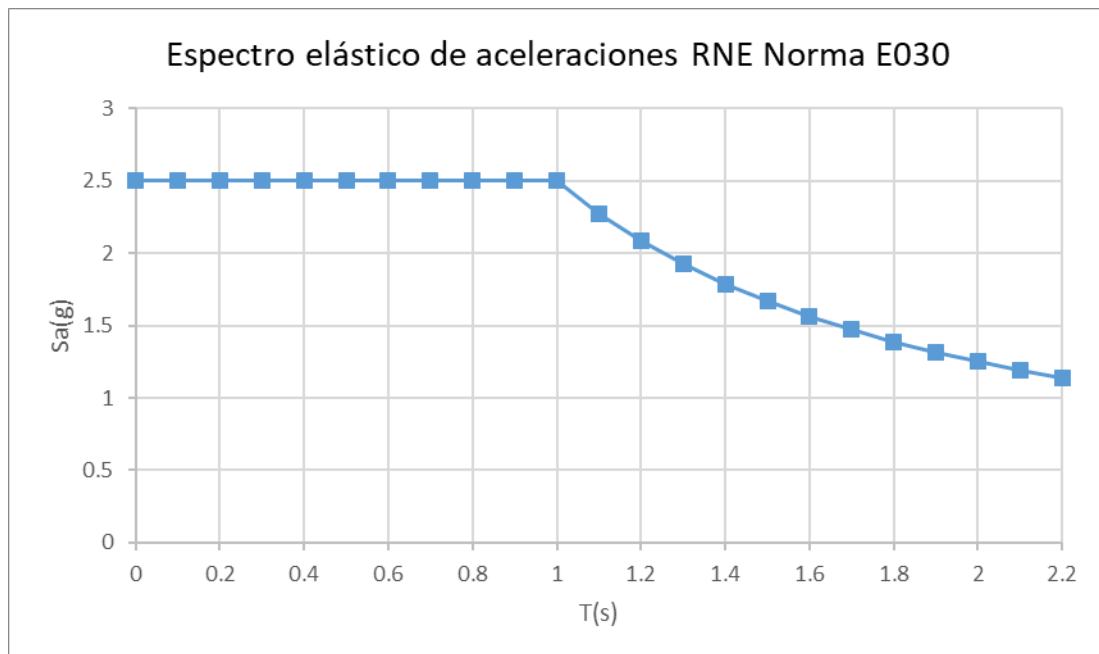


Figura 27. Espectro elástico de aceleraciones Norma E.030

2.6.2.9. Cálculo del cortante basal

De la sección 1.4.3.2.1. se tiene la expresión para obtener el cortante basal y considerando los valores de la Tabla 33 y el valor de C, tenemos:

$$V = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1.1}{8} * P$$

$$V = 0.155 * P$$

Donde P es el peso propio de la estructura.

2.7 Modelación estructural en el software ETABS

En este apartado se detallará el procedimiento seguido para la modelación del edificio en el software ETABS bajo las consideraciones tanto de la normativa ecuatoriana como de la normativa peruana.

2.7.1. Modelación para la NEC-15

2.7.1.1. Definición de las propiedades de los materiales

Se definió los materiales en el modelo de ETABS en función de lo establecido en la sección 2.3. tanto para el hormigón como para el acero como se muestra en la Figura 28 y Figura 29, respectivamente.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	fc 210	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Color]	
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2402.77	kgf/m³
	Mass per Unit Volume	2402.77	kg/m³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	181142.21	kgf/cm²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	75475.92	kgf/cm²

Figura 28. Definición de las propiedades del concreto de f_c de 210 kg/cm² en el software ETABS.

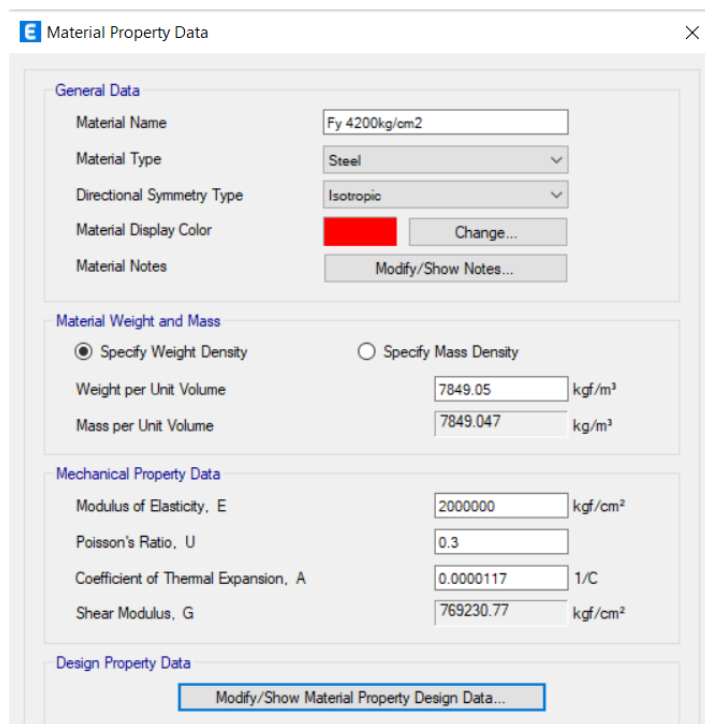


Figura 29. Definición de las propiedades del acero de fy de 4200 kg/cm² en el software ETABS

Nota: Elaboración propia.

2.7.1.2. Definición de secciones

Se inició estableciendo las secciones del prediseño, pero las mismas se fueron modificando hasta cumplir con los requerimientos descritos posteriormente, obteniendo así las siguientes secciones para las columnas, para las vigas y para la losa que se exhiben en la Figura 30, Figura 31 y Figura 32, respectivamente.

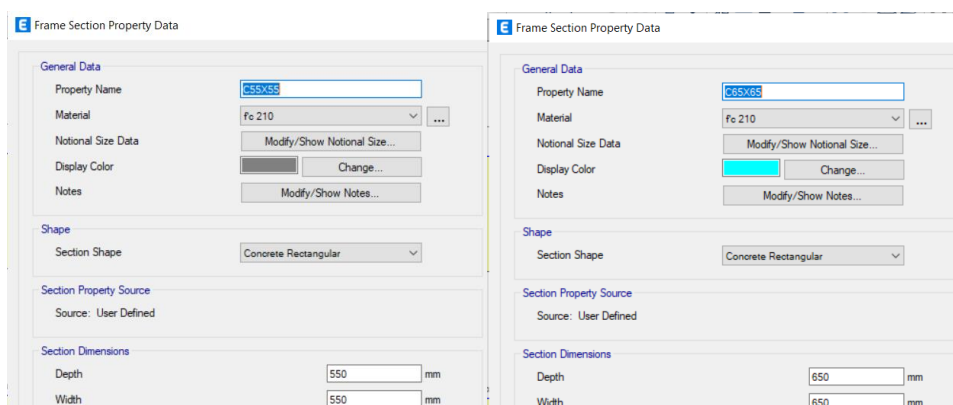


Figura 30. Definición de secciones para las columnas de 55x55cm y 65x65cm

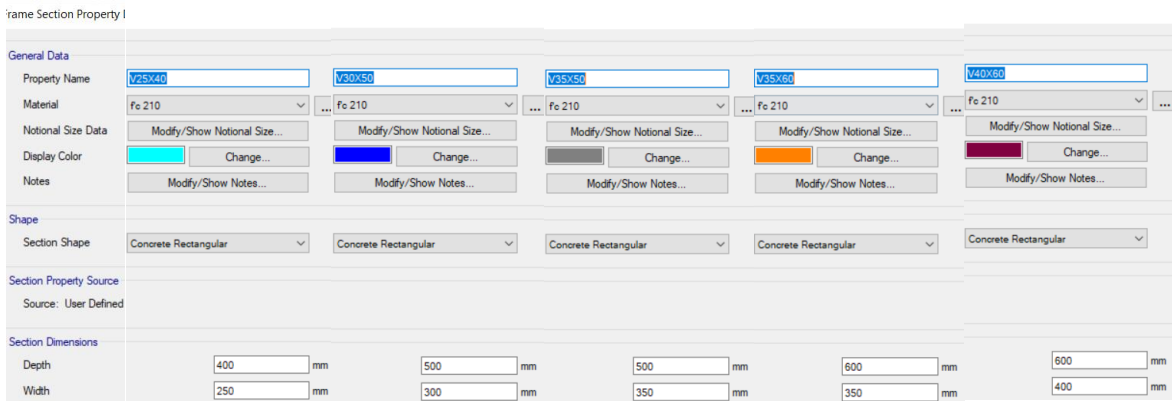


Figura 31. Definición de secciones para las vigas de 25x40cm, 30x50cm, 35x50cm, 35x60cm y 40x60cm

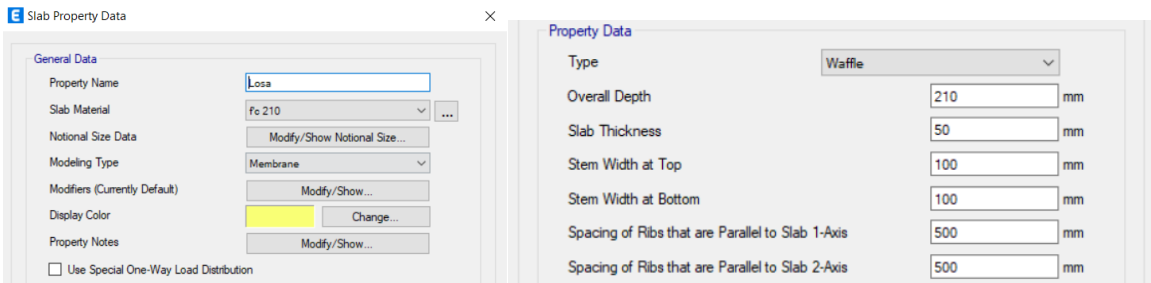


Figura 32. Definición de sección para la losa

Nota: Figura. 30, Figura. 31 y Figura.32, son de elaboración propia.

2.7.1.3. Cargas

2.7.1.3.1. Patrones de carga

Se definió los patrones de carga que se observan en la Figura33, donde además se define en particular a los patrones de carga correspondientes a los sismos estáticos en el eje **X** y en el eje **Y**.

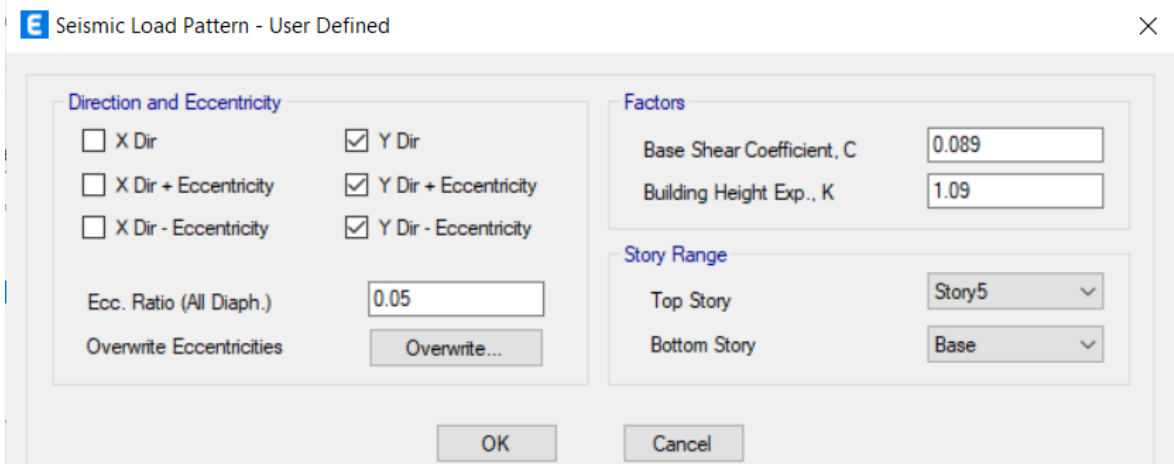
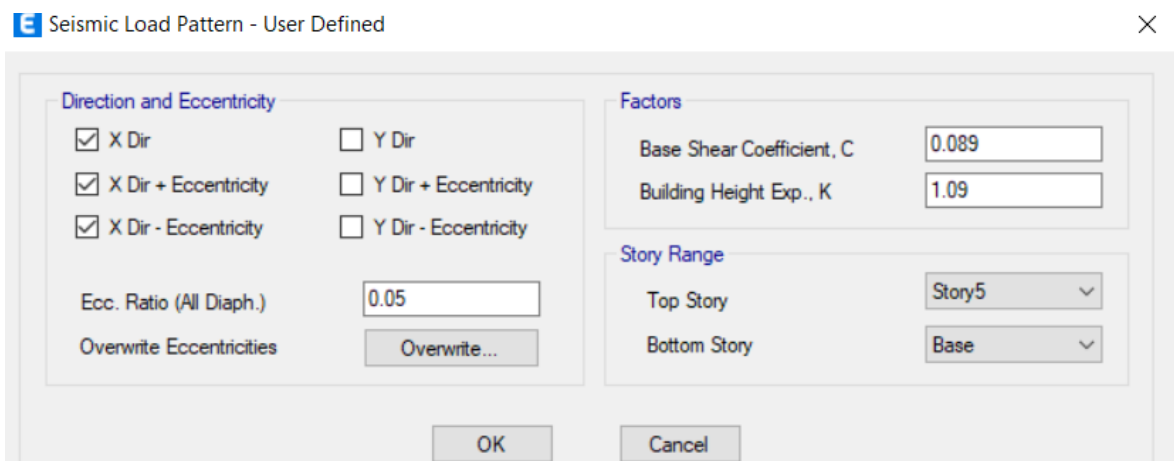
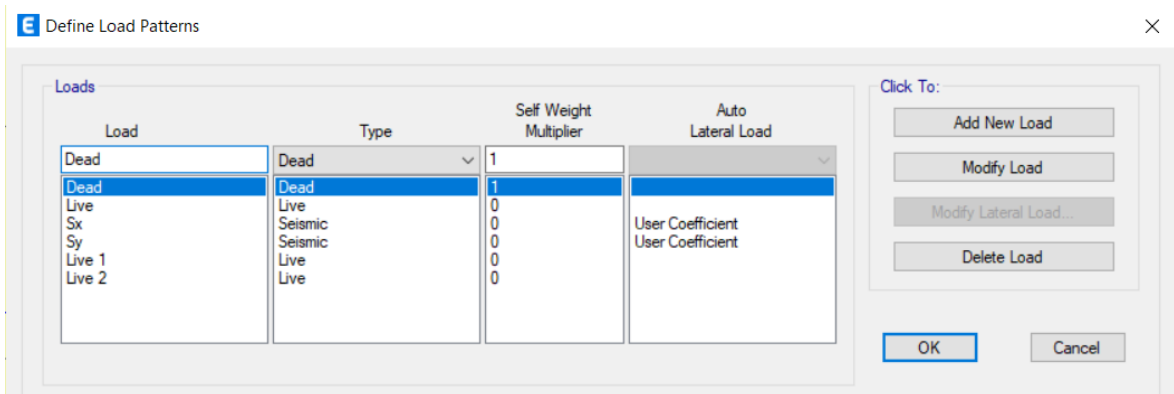


Figura 33. Definición de Patrones de carga

2.7.1.3.2. Designación de cargas

Para la carga viva y para la carga muerta se asignaron los valores descritos en la sección 2.4, como se señala en la Figura 34.

<ul style="list-style-type: none"> ▼ Load Pattern: Dead > Uniform 4.47 kN/m² ▼ Load Pattern: Live > Uniform 2 kN/m² ▼ Load Pattern: Live 1 > Uniform 2 kN/m² 	<ul style="list-style-type: none"> ▼ Load Pattern: Dead > Uniform 4.47 kN/m² ▼ Load Pattern: Live > Uniform 2 kN/m² ▼ Load Pattern: Live 2 > Uniform 2 kN/m²
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Figura 34. Asignación de cargas

Nota: La carga Live 1 y Live 2 se distribuyó de manera alternada en las losas de todos los pisos del edificio.

2.7.1.3.3. Definición del espectro

Se definió la función correspondiente a la normativa ecuatoriana del espectro de respuesta con los parámetros revisados en la sección 2.6.1 como se indica en la Figura 35.

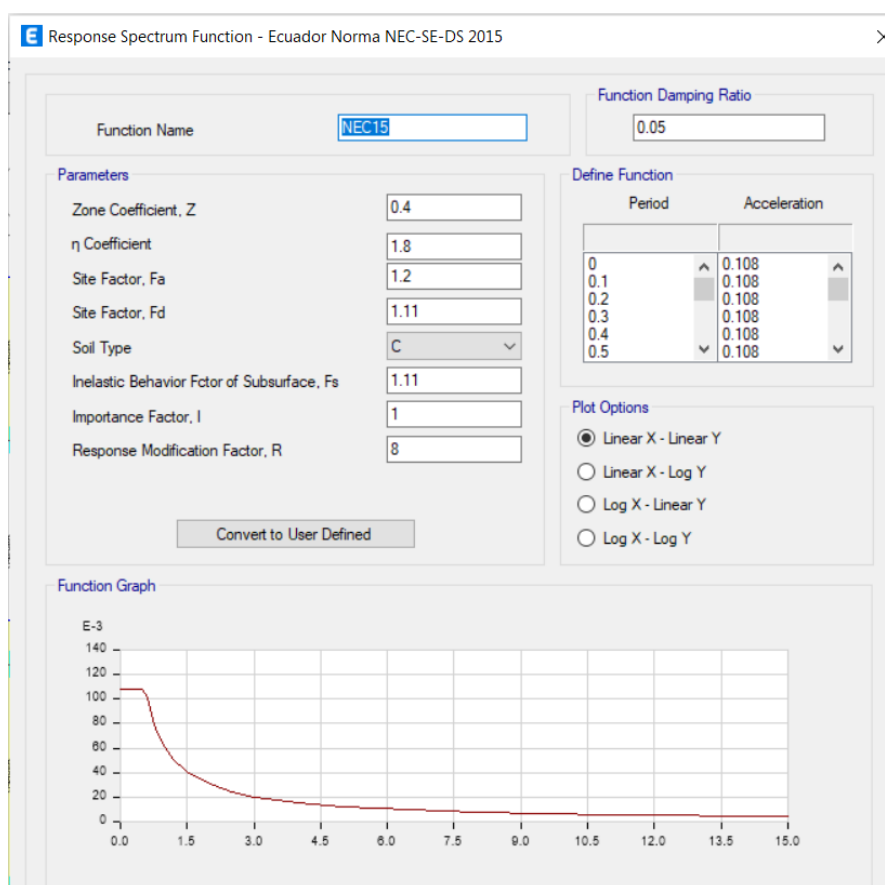


Figura 35. Definición de la función del espectro de respuesta según la NEC-15

Nota: Elaboración propia en ETABS

2.7.1.3.4. Definición de los sismos dinámicos

Se definió los sismos dinámicos en ambas direcciones como se indica en la Figura 36 para el eje X, y Figura 37 para el eje Y .

General

Load Case Name: DinX

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC15	14317.71

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Figura 36. Sismo Dinámico en X para la NEC-15

Nota: El "Scale Factor" ya se encuentra modificado por el factor necesario para que exista una relación aproximadamente de 1 entre el cortante basal estático y dinámico del **eje X**.

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC15	13925.44

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Figura 37. Sismo dinámico en Y para la NEC-15

Nota: El "Scale Factor" ya se encuentra modificado por el factor necesario para que exista una relación aproximadamente de 1 entre el cortante basal estático y dinámico del **eje Y**.

En la Figura 38 se presenta la comprobación de la similitud entre el cortante basal estático y dinámico.

Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	Story5	Base	0.089	1.09		
Sx(1/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sx(2/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sx(3/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sy	Story5	Base	0.089	1.09		
Sy(1/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sy(2/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sy(3/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	DirX	LinRespSpec	Max		Top	0.1394	148.1455	0.4765
Story1	DirX	LinRespSpec	Max		Bottom	0.1394	148.1455	0.4765
Story1	DirY	LinRespSpec	Max		Top	0.5732	0.4635	150.2682
Story1	DirY	LinRespSpec	Max		Bottom	0.5732	0.4635	150.2682

Figura 38. Comprobación de relación entre cortante basal estático y dinámico.

Nota: Las tablas para la comprobación son extraídas de ETABS.

2.7.1.3.5. Combinaciones de cargas

Se definió todas las combinaciones de carga correspondientes a la NEC-15, considerando todos los patrones de carga y los sismos dinámicos, como se detalla en la Figura 39.

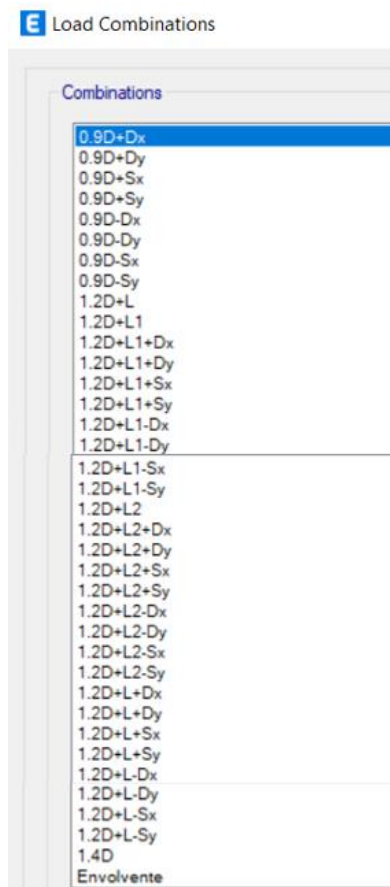


Figura 39. Combinaciones de carga para la NEC-15

Nota: Además se ha definido una envolvente con que contenga las combinaciones de carga.

2.7.1.4. Definición del peso del edificio

Se ha definido el “Mass Source” como se indica en la Figura. 40, para conseguir una similitud entre la reacción en la base de la estructura con el peso usado en el modelo para la obtención del cortante basal como se señala en la Figura. 41.

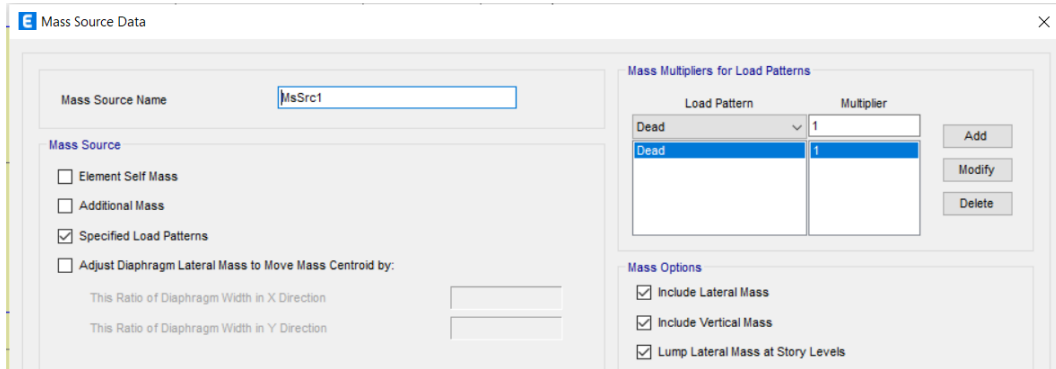


Figura 40. Configuración del Mass Source para la NEC-15

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Dead	LinStatic			0	0	1753.7081	15519.688	-15784.8446	0

Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	Story5	Base	0.089	1.09		
Sx(1/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sx(2/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sx(3/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sy	Story5	Base	0.089	1.09		
Sy(1/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sy(2/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533
Sy(3/3)	Story5	Base	0.089	1.09	1716.32937	152.7533

Figura 41. Verificación de la reacción por carga muerta y el peso usado para el cortante basal.

Nota: Elaboración propia

2.7.1.5. Modos de Vibración

Se ha verificado que el periodo máximo de la estructura **0.868** segundos sea menor que 1.3 veces el periodo calculado:

$$0.868 \text{ s} < 1.3 (0.682 \text{ s})$$

$$0.868 \text{ s} < 0.886 \text{ s}$$

Además, en los dos primeros modos de vibración, exista solo traslación y en el tercer modo de vibración exista rotación, como se muestra en la Tabla 34.

Tabla 34. Modos de Vibración

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0.868	0.8148	1.223E-05	0.002
Modal	2	0.832	2.592E-05	0.817	0.001
Modal	3	0.744	0.0019	0.0011	0.8216
Modal	4	0.257	0.1158	2.451E-05	0.0005
Modal	5	0.251	3.623E-05	0.116	0.0003

Nota: Tabla extraída del modelo de ETABS

2.7.1.6. Control de derivas

Se obtuvo las derivas inelásticas que se muestran en la Tabla 35. A partir de las derivas elásticas que se exponen en la Figura 42 y Figura 43, correspondientes al sismo dinámico en el eje X y al dinámico en el eje Y, respectivamente.

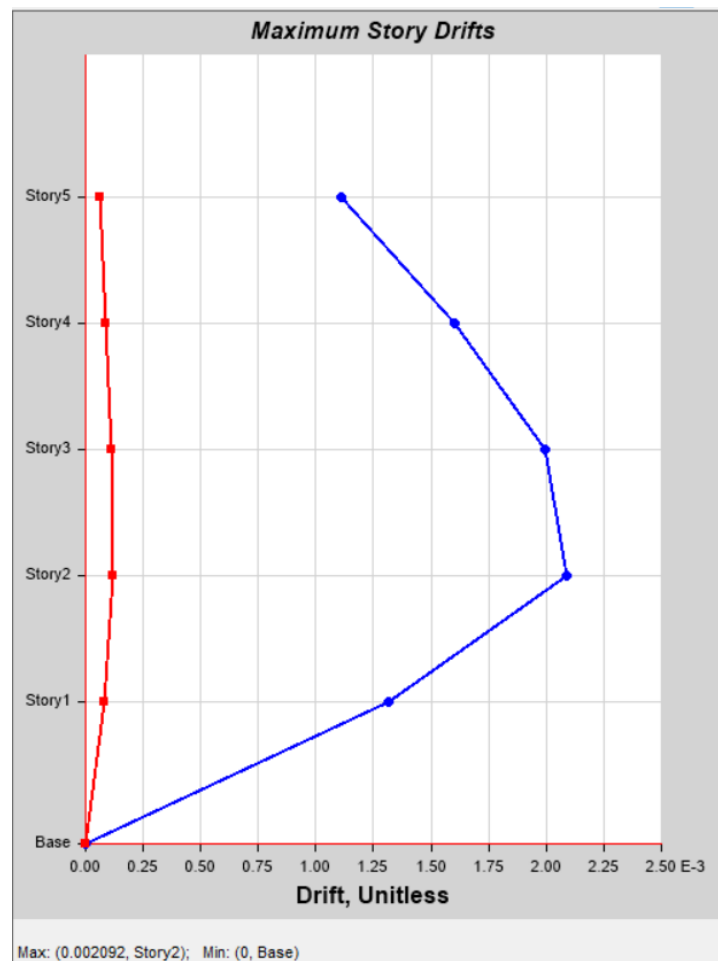


Figura 42. Derivas elásticas correspondientes al sismo dinámico en X

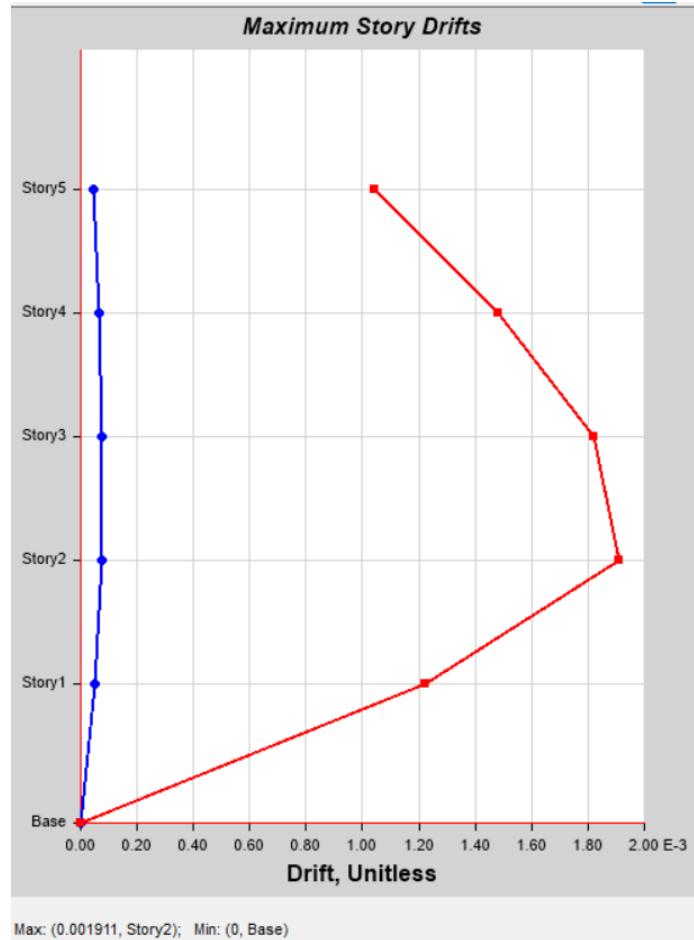


Figura 43. Derivas elásticas correspondientes al sismo dinámico en Y

Nota: Elaboración propia

Tabla 35. Control de derivas

ΔE	$\Delta M(\%) = \Delta E * R * 0.75 * 100$	<2%
0.002092	1.2552	OK
0.00191	1.146	OK

En la Tabla 35 se obtuvo las derivas inelásticas ΔM en ambas direcciones y se comprobó que estas sean inferiores al 2% que es el límite máximo establecido por la normativa ecuatoriana.

2.7.2. Modelación para la Norma E.030

2.7.2.1. Definición de las propiedades de los materiales

Se definió las propiedades de los materiales a partir de la sección 2.3. tanto para el concreto como para el acero como se muestra en la Figura. 44 y Figura. 45, respectivamente.

E Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/mm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/mm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 44. Definición de las propiedades del concreto de $f'c$ de 210 kg/cm² en el software ETABS

E Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Figura 45. Definición de las propiedades del acero de f_y de 4200 kg/cm² en el software ETABS

2.7.2.2. Definición de secciones

Se inició estableciendo las secciones del prediseño, pero las mismas se fueron modificando hasta cumplir con los requerimientos descritos posteriormente, obteniendo así las siguientes secciones para las columnas, para las vigas y para la losa que se muestran en la Figura. 46, Figura. 47 y Figura. 48, respectivamente.

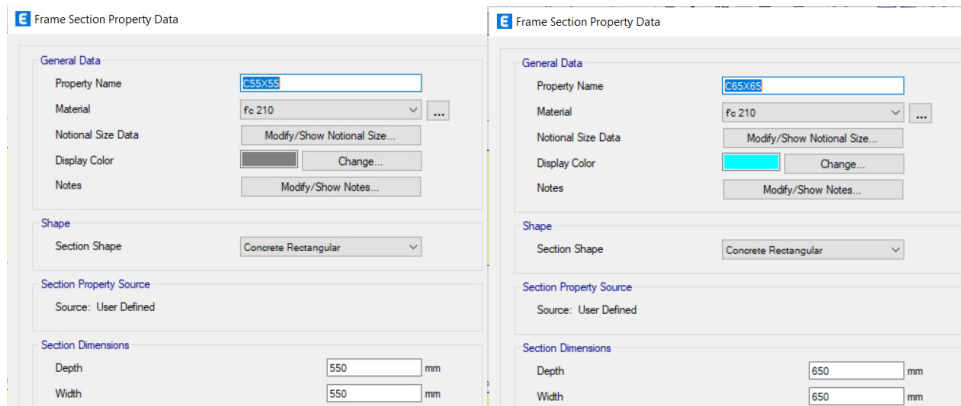


Figura 46. Definición de secciones para las columnas de 55x55cm y 65x65cm

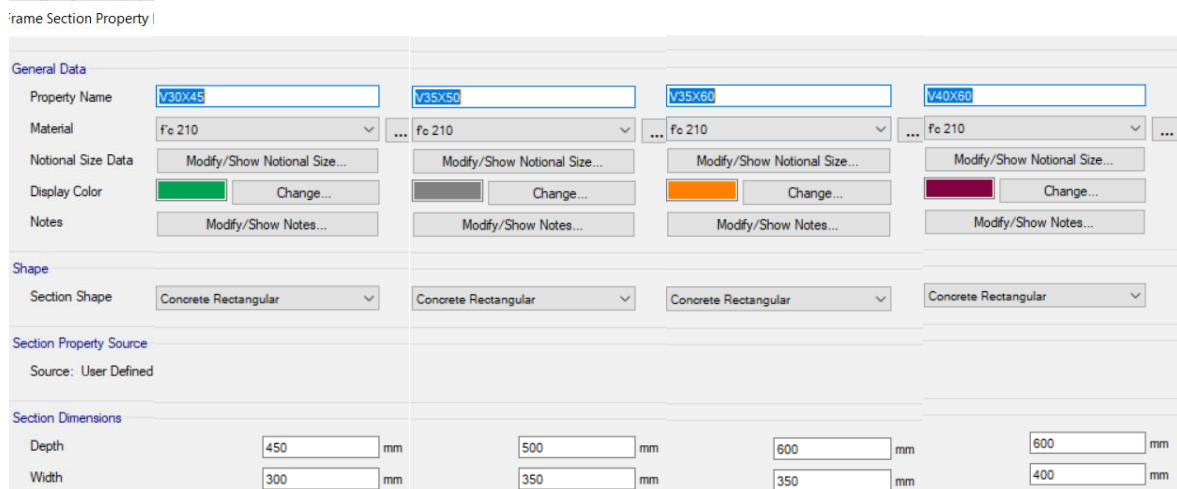


Figura 47. Definición de secciones para las vigas de 25x40cm, 30x50cm, 35x50cm, 35x60cm y 40x60cm

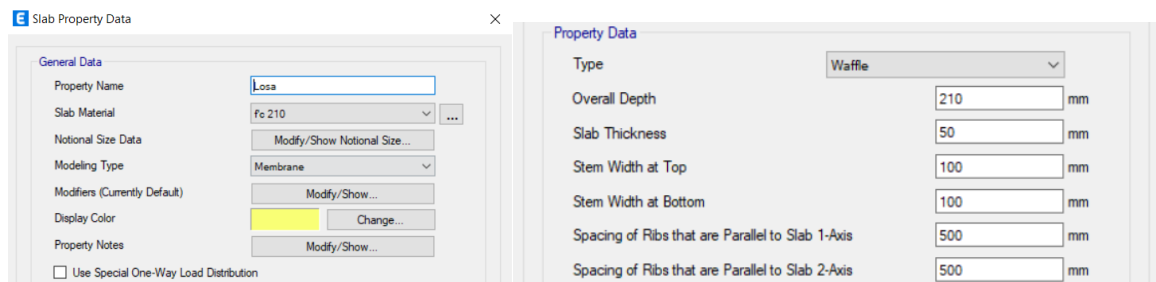


Figura 48. Definición de sección para la losa

Nota: Figura. 46, Figura. 47 y Figura.48, son de elaboración propia.

Para que se cumpla con los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, fue necesario incluir muros, para lo cual se elaboraron secciones para los cabezales mostradas en la Figura 49 y del muro en sí en la Figura 50 relacionados a través de Pier Labels que se indican en la Figura 51.

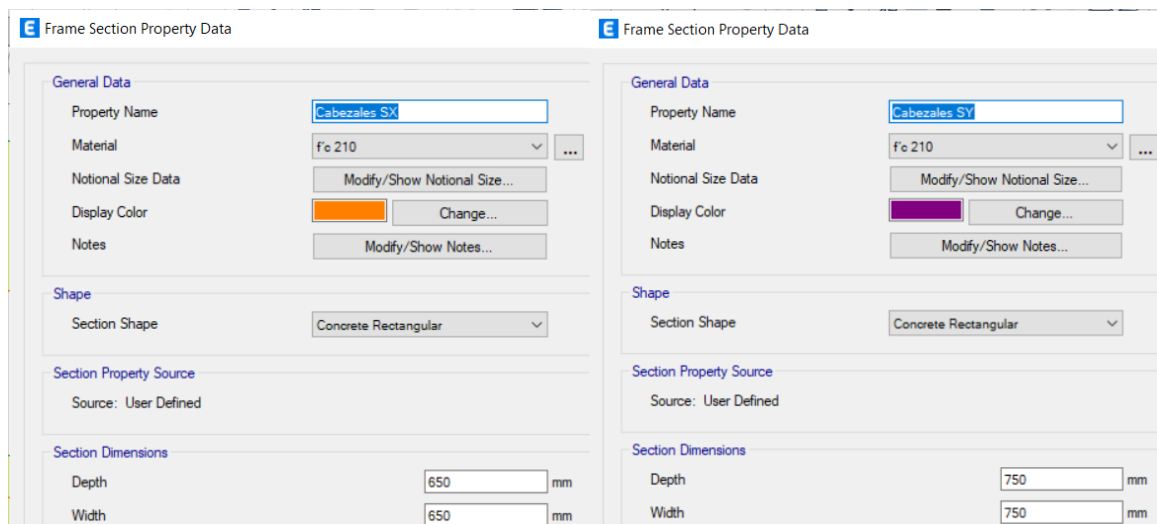


Figura 49. Cabezales para los muros.

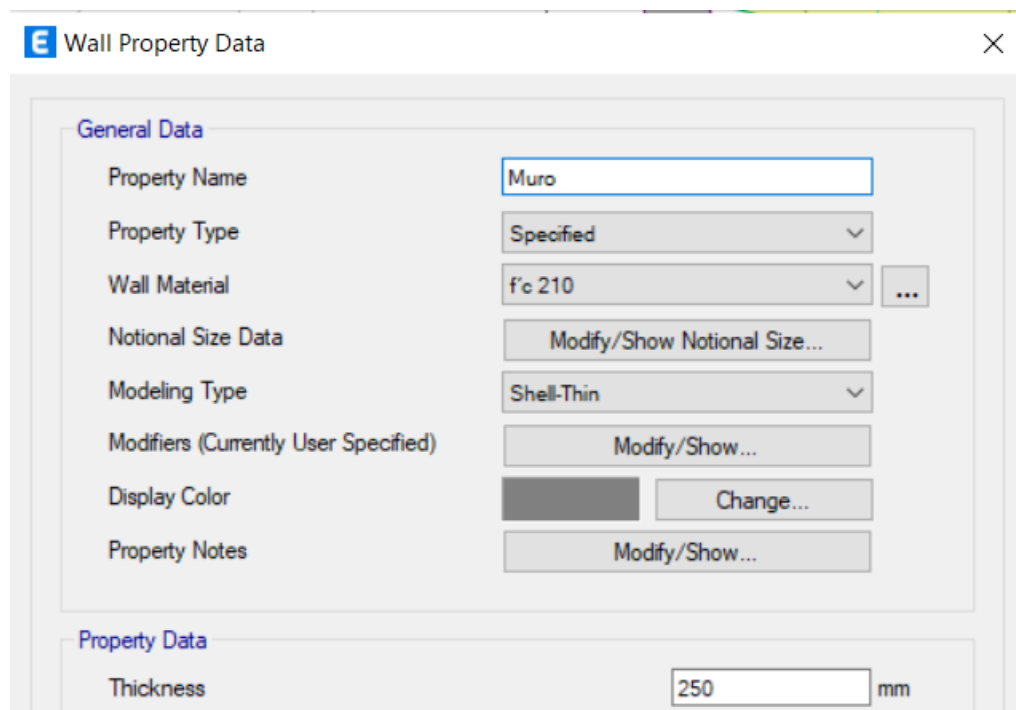


Figura 50. Definición de la sección del muro

Nota: Elaboración propia en el modelo de ETABS

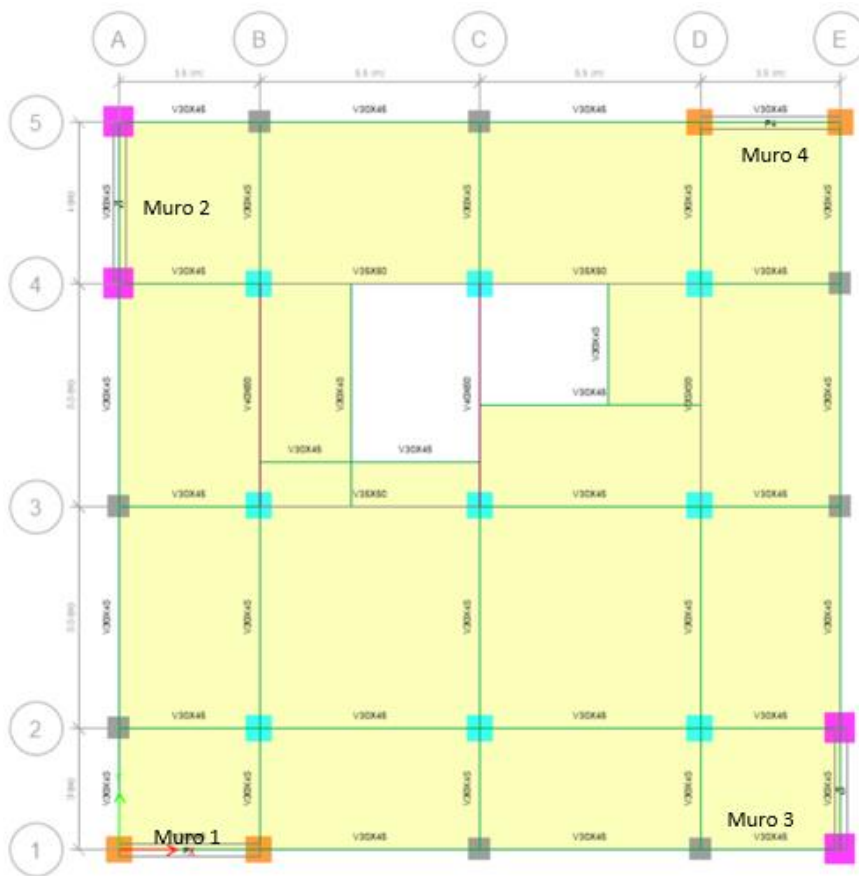
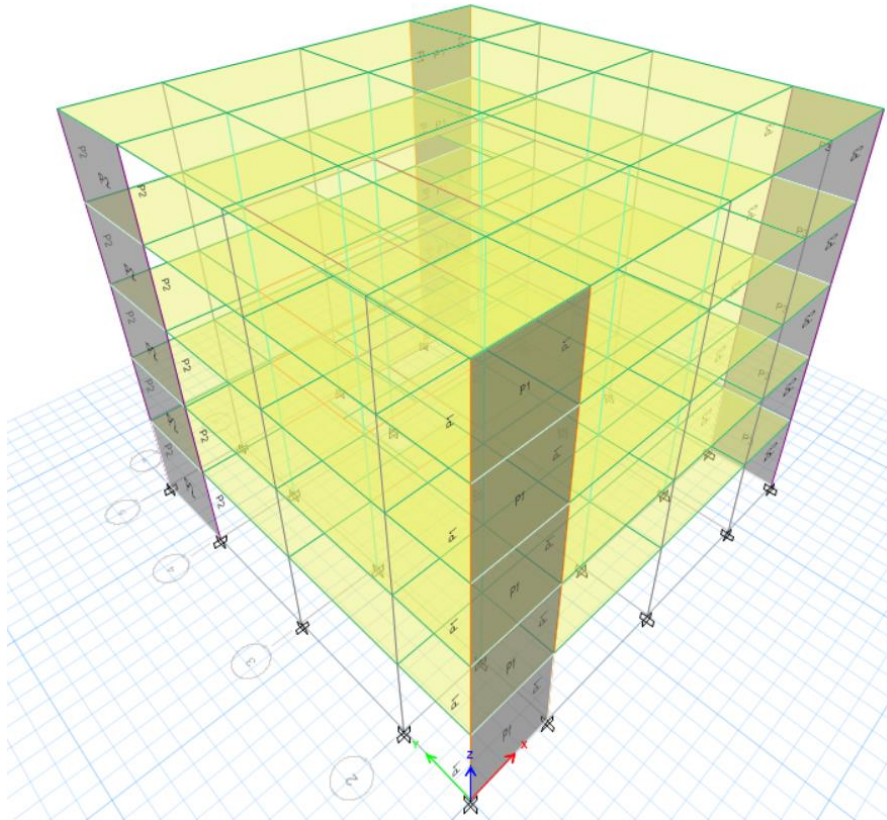


Figura 51. Ubicación de los Piers

2.7.2.3. Cargas

2.7.2.3.1. Patrones de carga

Los patrones de carga se definieron como se indican en la Figura 52, donde además se muestra la definición particular de los patrones de carga correspondientes a los sismos estáticos en el *eje X y en el eje Y*.

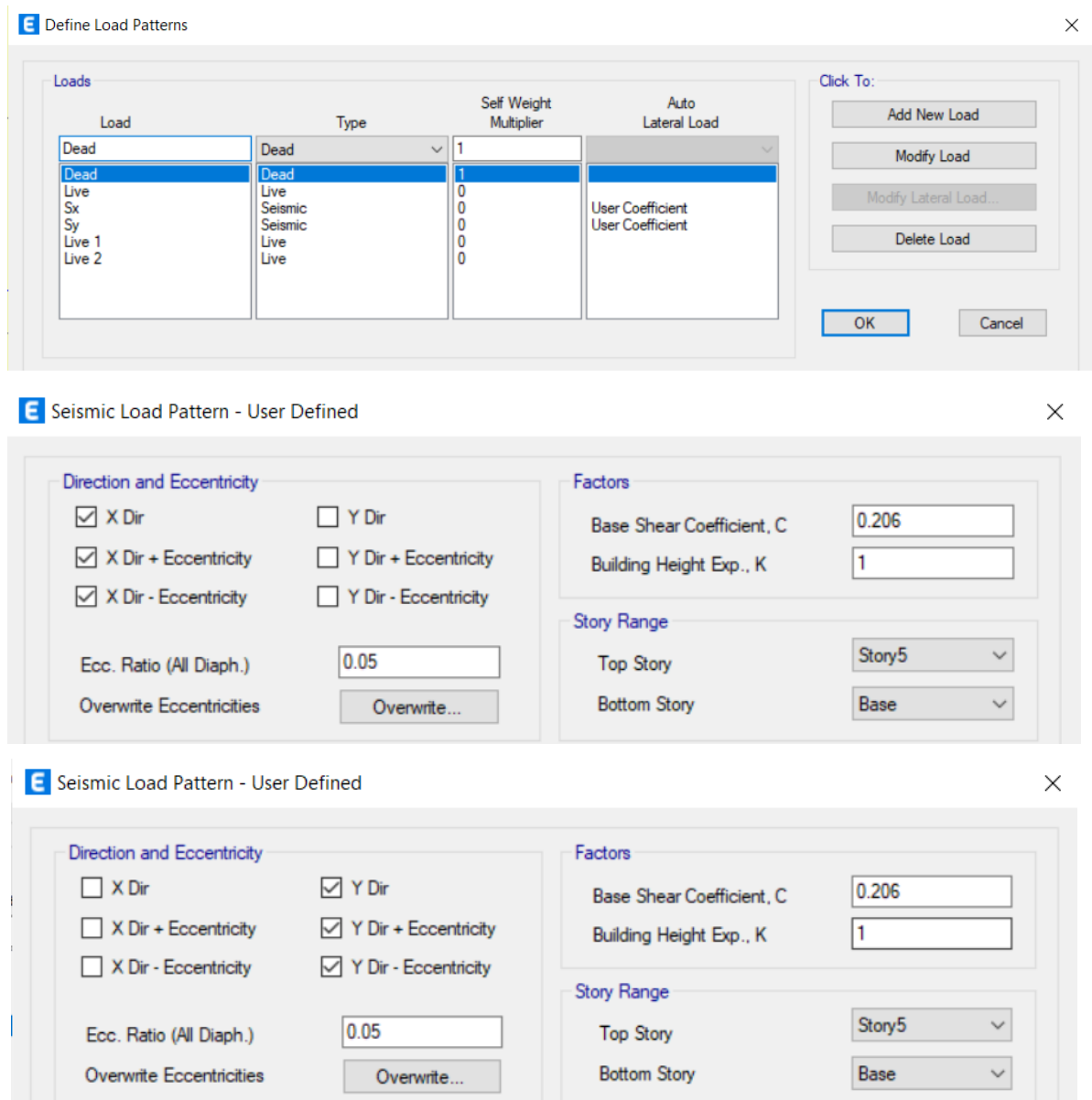


Figura 52. Definición de Patrones de Carga

Nota: El Coeficiente del cortante basal ha sido modificado con respecto a la sección 2.6.2 puesto que se trabajará con un $R_0=6$, correspondiente a muros estructurales, cuya verificación se mostrará posteriormente.

2.7.2.3.2. Designación de cargas

Para la carga viva y para la carga muerta se han asignado los valores descritos en la sección 2.4, como se indica en la Figura 53.

▼ Load Pattern: Dead	
> Uniform	4.47 kN/m ²
▼ Load Pattern: Live	
> Uniform	2 kN/m ²
▼ Load Pattern: Live 1	
> Uniform	2 kN/m ²

▼ Load Pattern: Dead	
> Uniform	4.47 kN/m ²
▼ Load Pattern: Live	
> Uniform	2 kN/m ²
▼ Load Pattern: Live 2	
> Uniform	2 kN/m ²

Figura 53. Asignación de cargas

Nota: La carga Live 1 y Live 2 se distribuyó de manera alternada en las losas de todos los pisos del edificio.

2.7.2.3.3. Definición del espectro

Se definió la función correspondiente a la normativa peruana del espectro de respuesta con los parámetros revisados en la sección 2.6.2. como se muestra en la Figura. 54.

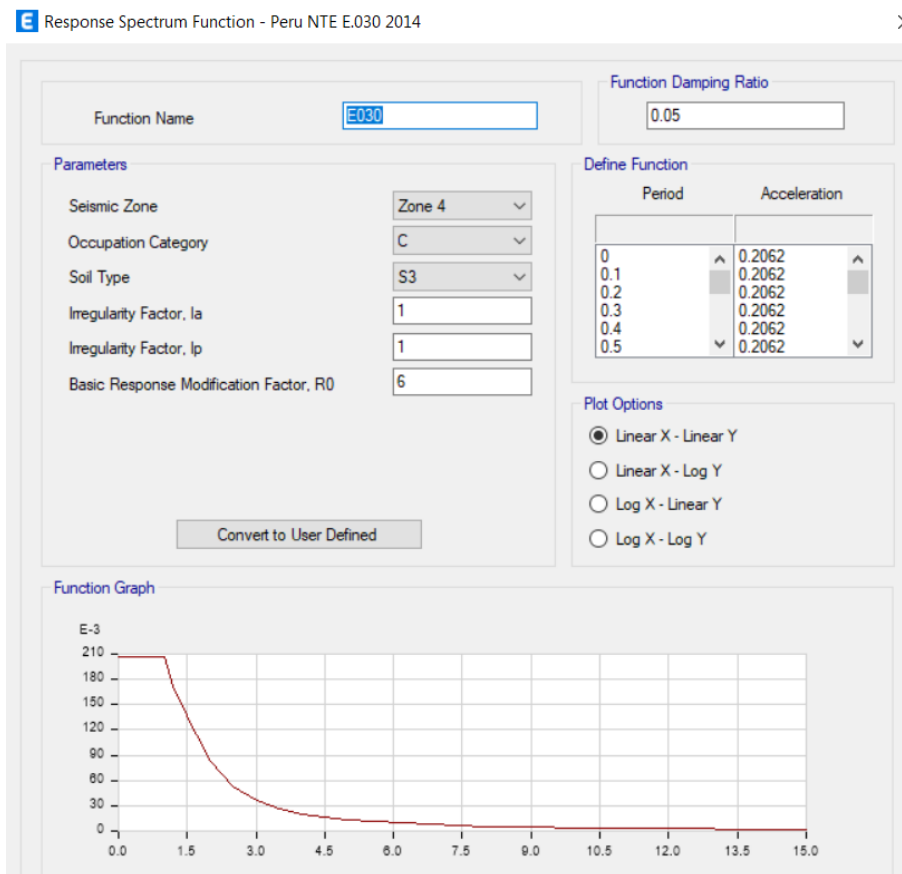


Figura 54. Definición de la función del espectro de respuesta según la Norma E.030

Nota: Elaboración propia en ETABS

2.7.2.3.4. Definición de los sismos dinámicos

Se definió los sismos dinámicos en el eje X y en el eje Y, como se muestran en la Figura 55 y Figura 56, respectivamente.

General

Load Case Name: DinX

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030	12944.78

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Figura 55. Sismo Dinámico en X para la Norma E.030

Nota: El "Scale Factor" ya se encuentra modificado por el factor necesario para que exista una relación aproximadamente de 1 entre el cortante basal estático y dinámico del eje X.

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	E030	13533.18

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK
Cancel

Figura 56. Sismo dinámico en Y para la Norma E.030

Nota: El "Scale Factor" ya se encuentra modificado por el factor necesario para que exista una relación aproximadamente de 1 entre el cortante basal estático y dinámico del eje Y.

En la Figura 57 se muestra la comprobación de la similitud entre el cortante basal estático y el dinámico.

Name	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx		
Sx(1/3)	1942.65485	400.1869
Sx(2/3)	1942.65485	400.1869
Sx(3/3)	1942.65485	400.1869
Sy		
Sy(1/3)	1942.65485	400.1869
Sy(2/3)	1942.65485	400.1869
Sy(3/3)	1942.65485	400.1869

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	DinX	LinRespSpec	Max		Top	0.4705	400.0474	4.7463
Story1	DinX	LinRespSpec	Max		Bottom	0.4705	400.0474	4.7463
Story1	DinY	LinRespSpec	Max		Top	1.8802	4.9621	400.3038
Story1	DinY	LinRespSpec	Max		Bottom	1.8802	4.9621	400.3038

Figura 57. Comprobación de relación entre cortante basal estático y dinámico.

Nota: Las tablas para la comprobación son extraídas de ETABS.

2.7.2.3.5. Combinaciones de cargas

Se definió las combinaciones de carga correspondientes a la normativa E.060, considerando todos los patrones de carga y los sismos dinámicos, como se indican en la Figura. 58.

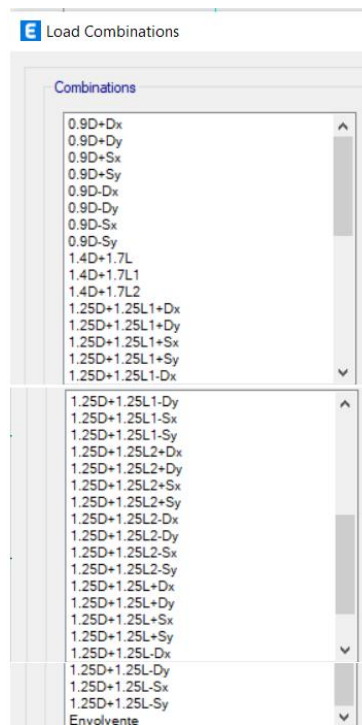


Figura 58. Combinaciones de carga para la Norma E.060

Nota: Además se añadió una envolvente que contenga a las combinaciones de carga presentadas.

2.7.2.4. Definición del peso del edificio

Se ha definido el “Mass Source” como se indica en la Figura 59, para conseguir una similitud entre la reacción en la base de la estructura con el peso usado en el modelo para la obtención del cortante basal como se señala en la Figura 60.

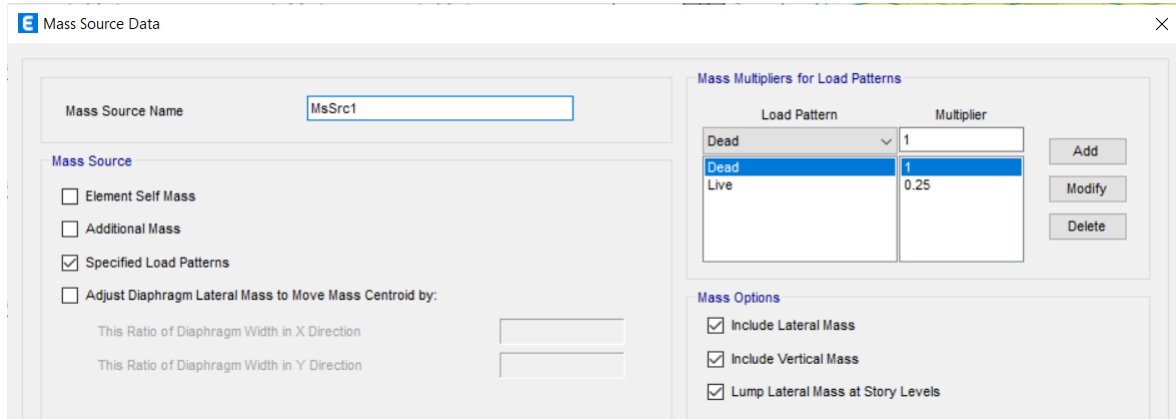


Figura 59. Configuración del Mass Source para el Reglamento Nacional de Edificaciones

Name	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx		
Sx(1/3)	1942.65485	400.1869
Sx(2/3)	1942.65485	400.1869
Sx(3/3)	1942.65485	400.1869
Sy		
Sy(1/3)	1942.65485	400.1869
Sy(2/3)	1942.65485	400.1869
Sy(3/3)	1942.65485	400.1869

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	LinStatic			0	0	1923.9773

Figura 60. Verificación de la reacción por carga muerta y el peso usado para el cortante basal.

Nota: Elaboración propia

2.7.2.5. Modos de Vibración

Se verificó en los modos de vibración 1 y 2, que exista solo traslación y en el modo de vibración 3 exista rotación, como se presenta en la Tabla 36.

Tabla 36. Modos de Vibración

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0.433	0.7286	0.0001	7.634E-07
Modal	2	0.411	0.0001	0.6915	0.0401
Modal	3	0.29	4.353E-06	0.0415	0.6783
Modal	4	0.115	0.1927	0.0013	1.921E-05
Modal	5	0.112	0.0013	0.1885	0.0032

Nota: Tabla extraída del modelo de ETABS

2.7.2.6. Control de derivas

Se obtuvo las derivas inelásticas que se muestran en la Tabla 37. A partir de las derivas elásticas que se muestran en la Figura 61 y Figura 62.

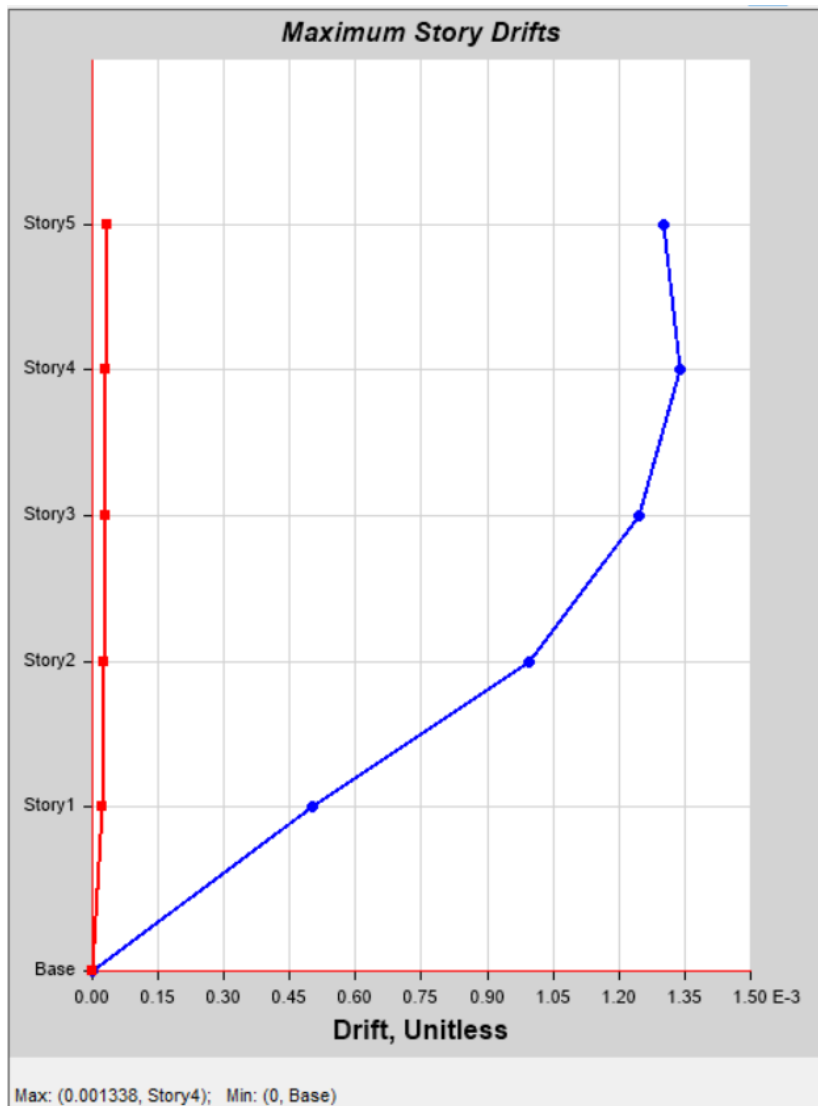


Figura 61. Derivas elásticas en X correspondientes sismo dinámico.

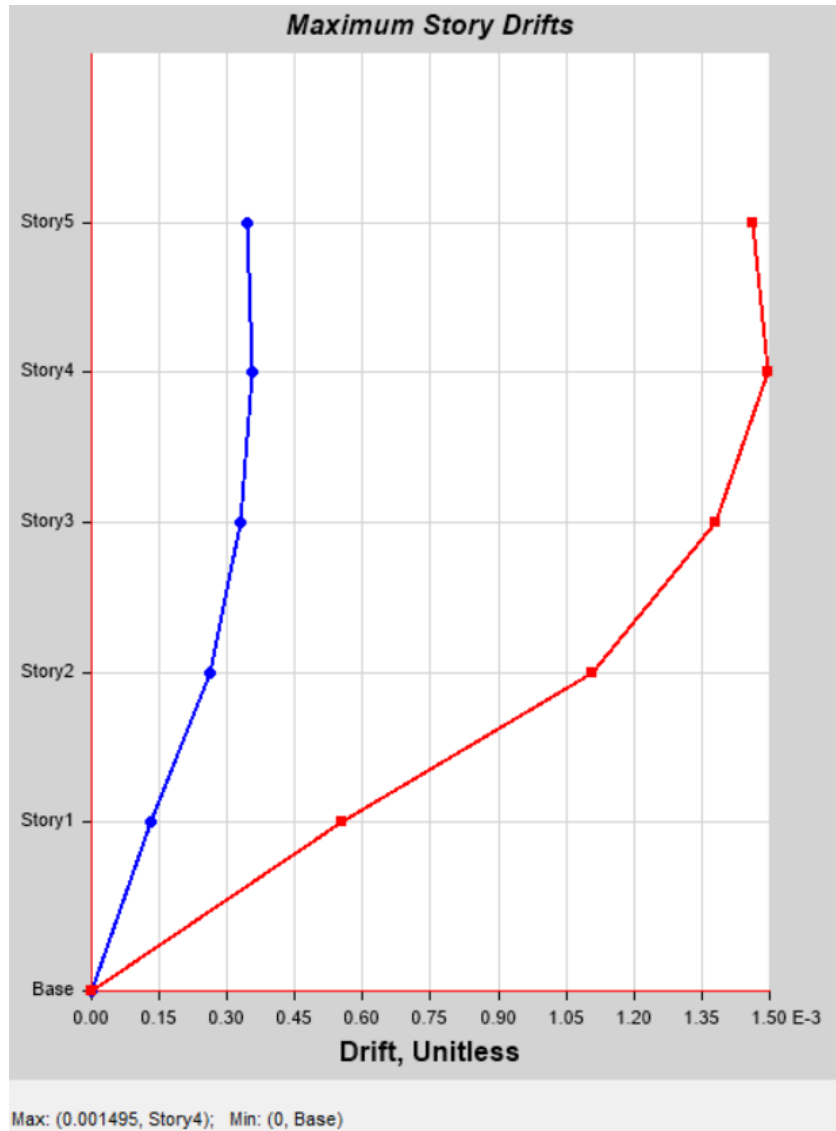


Figura 62. Derivas elásticas en Y correspondientes al sismo dinámico

Nota: Elaboración propia

Tabla 37. Control de derivas

ΔE	$\Delta M(\%) = \Delta E * R * 0.75 * 100$	<0.7%
0.001338	0.6021	OK
0.001495	0.67275	OK

Nota: Elaboración propia

En la Tabla 37 se obtuvo las derivas inelásticas ΔM en ambas direcciones y se comprobó que estas sean inferiores al 7% que es el límite máximo establecido por la normativa peruana.

2.7.2.7. Verificación comportamiento estructural

En las Tabla 38 y Tabla 39 se ha verificado que la estructura trabaja como Muros Estructurales, pues se obtuvo el porcentaje de cortante que actúa sobre los muros en ambas direcciones para lo cual se obtuvo que en X actúa un 74.32 %, mientras que en Y un 94.68%, siendo estas mayores al 70% que es lo establecido por la Normativa E.030 para que se considere un sistema de muros estructurales [14].

Tabla 38. Comportamiento en X

Story	Pier	Output Case	Location	P [t]	V2 [t]	Vmuro [t]	Vtotal [t]	V [%]
Story5	P2	DinX	Bottom	7.1576	1.0871			
Story5	P3	DinX	Bottom	6.9023	1.0397	76.47	143.86	53.15
Story5	P1	DinX	Bottom	1.9746	36.4129			
Story5	P4	DinX	Bottom	1.5396	37.9303			
Story4	P2	DinX	Bottom	15.5178	0.963			
Story4	P3	DinX	Bottom	15.1305	0.8991	177.80	254.61	69.83
Story4	P1	DinX	Bottom	4.1596	89.1823			
Story4	P4	DinX	Bottom	3.1997	86.7539			
Story3	P2	DinX	Bottom	23.6137	1.3391			
Story3	P3	DinX	Bottom	23.2957	1.2604	257.83	329.62	78.22
Story3	P1	DinX	Bottom	6.316	129.7722			
Story3	P4	DinX	Bottom	4.797	125.4602			
Story2	P2	DinX	Bottom	30.6089	1.7655			
Story2	P3	DinX	Bottom	30.3547	1.4629	318.18	378.93	83.97
Story2	P1	DinX	Bottom	8.138	159.8366			
Story2	P4	DinX	Bottom	6.1569	155.1146			
Story1	P2	DinX	Bottom	35.5171	2.2637			
Story1	P3	DinX	Bottom	35.3271	2.328	348.70	403.36	86.45
Story1	P1	DinX	Bottom	9.368	174.2985			
Story1	P4	DinX	Bottom	7.0794	169.8114			
								74.32

Tabla 39. Comportamiento en Y

Story	Pier	Output Case	Location	P [t]	V2 [t]	Vmuro [t]	Vtotal [t]	V [%]
Story5	P2	DinY	Bottom	2.6384	43.180			
Story5	P3	DinY	Bottom	0.8898	36.315	100.02	143.21	69.84
Story5	P1	DinY	Bottom	6.6999	10.213			
Story5	P4	DinY	Bottom	4.7733	10.313			
Story4	P2	DinY	Bottom	5.596	93.723			
Story4	P3	DinY	Bottom	1.8146	87.371	228.41	252.80	90.35
Story4	P1	DinY	Bottom	14.8838	23.658			
Story4	P4	DinY	Bottom	10.3702	23.662			
Story3	P2	DinY	Bottom	8.4372	133.718			
Story3	P3	DinY	Bottom	2.7118	126.898	326.04	327.22	99.64
Story3	P1	DinY	Bottom	23.0229	32.795			
Story3	P4	DinY	Bottom	15.8156	32.624			
Story2	P2	DinY	Bottom	10.8617	163.216			
Story2	P3	DinY	Bottom	3.4798	158.407	398.70	376.92	105.78
Story2	P1	DinY	Bottom	30.1276	38.483			
Story2	P4	DinY	Bottom	20.4938	38.591			
Story1	P2	DinY	Bottom	12.5248	177.102			
Story1	P3	DinY	Bottom	4.003	175.020	433.79	402.44	107.79
Story1	P1	DinY	Bottom	35.2834	40.805			
Story1	P4	DinY	Bottom	23.8328	40.863			
								94.68

2.8. Diseño de los elementos estructurales

2.8.1. Vigas

Tanto para Ecuador como para Perú se ha desarrollado el diseño a flexión y a corte de todas las vigas en base a los criterios y requisitos establecidos en el ACI 318-19.

2.8.1.1. Requisitos para el diseño a flexión

El momento mayorado M_u ha sido obtenido del modelo de ETABs, y en el apartado 9.5.1.1 del ACI 318-19 se establece que la resistencia de diseño ϕM_n debe ser mayor o igual que M_u , y que el valor del coeficiente que reduce la resistencia $\phi = 0.9$ está dado en la sección 21.2.2 del ACI 318-19. [18]

2.8.1.1.1. Acero Mínimo

Según la sección 9.6.1.2 del ACI 318-19 el acero mínimo $A_{s_{min}}$ tiene que ser mayor que las dos ecuaciones descritas a continuación **(a)** y **(b)** [18].

$$a) \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$b) \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

Donde f'_c es la resistencia que se ha especificado para el concreto, f_y es la resistencia que se ha especificado para la fluencia del acero, de 4200 kg/cm², b_w es el ancho de la sección transversal de la viga y d es la longitud entre la fibra extrema que está en compresión y el centroide del acero longitudinal que está en tracción.

Pero, notemos que la multiplicación de $0.8\sqrt{f'_c}$ es menor que el numerador 14 de (b) por lo que solo se analizará (b).

2.8.1.1.2. Acero Máximo

El acero máximo presenta la restricción de cierta sección transversal que se basa en la ductilidad esperada en la misma sección por lo que con un 50% de la cuantía se tiene.

$$A_{s_{máx}} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) * b_w * d$$

Donde β_1 es el coeficiente que relaciona la altura del bloque equivalente de los esfuerzos de compresión con la del eje neutro y es igual a 0.85 según la Tabla 22.2.2.4.3. del ACI 318-19 [18].

2.8.1.1.3. Determinación del acero con el momento nominal.

El acero se lo determina con la ecuación:

$$\frac{As^2 * fy^2}{1.7f'_c * b_w} - As * fy * d + Mn = 0$$

De donde se selecciona la raíz positiva.

2.8.1.1.4. Requisito sismo-resistente acero de refuerzo

Además, se presentan ciertos requisitos del acero longitudinal para flexión que se establecen en la normativa ecuatoriana NEC-SE-HM como se indica en la Figura 63 que consideran el diseño sismo resistente para el refuerzo. [19]

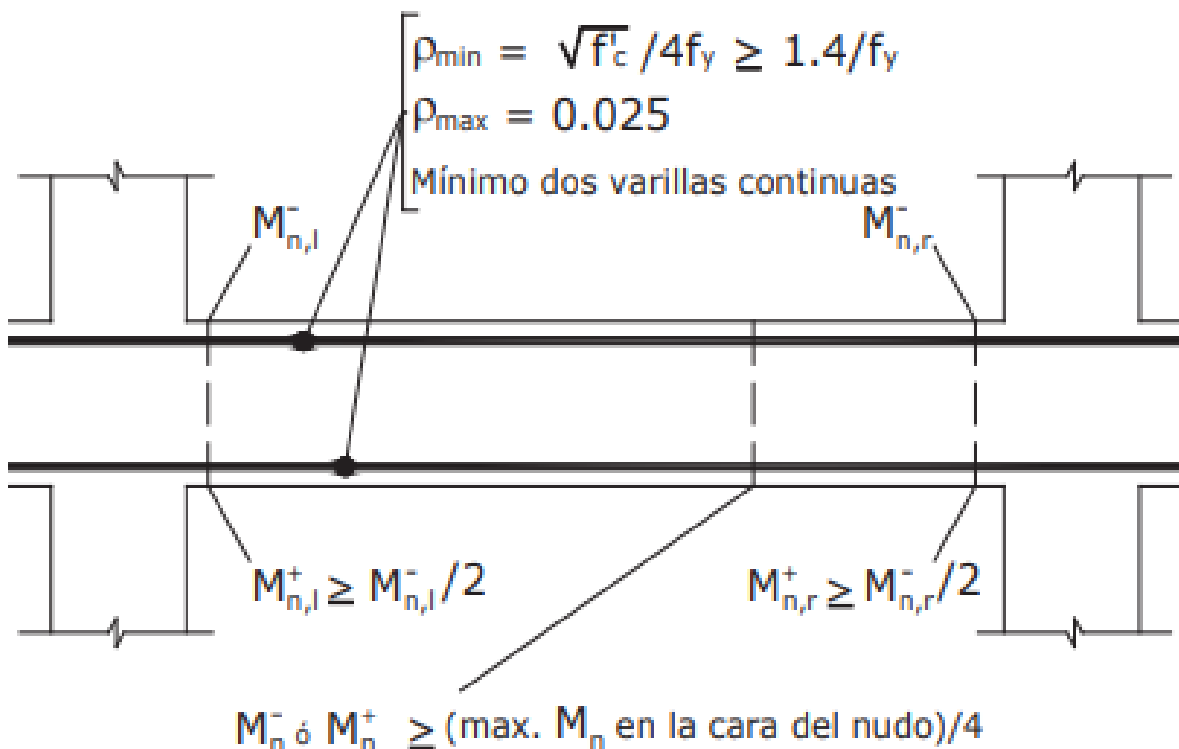


Figura 63. Requisitos para el acero longitudinal en un elemento a flexión

Nota: fuente NEC-SE-HM- Estructuras de hormigón armado, p. 46.

2.7.1.1. Requisitos para el diseño a corte

Se mostrará a continuación el proceso de obtención del cortante último V_u , y en la sección 9.5.1.1 del ACI 318-19 se establece que la resistencia de diseño a corte ϕV_n debe ser mayor o igual que V_u , y que coeficiente de reducción de resistencia correspondiente a corte $\phi = 0.75$ está dado en la sección 21.2.2 del ACI 318-19. [18]

2.7.1.1.1. Cortante por carga vertical

El cortante producido por las combinaciones de carga verticales V_{cv} se lo obtiene de la modelación en ETABS de la combinación por carga vertical, es decir la combinación de carga viva y carga muerta, para Ecuador se tiene la combinación $1.2D + 1.6L$, mientras que, para Perú se tiene $1.4D + 1.7L$.

2.7.1.1.2. Momento probable

El momento probable M_{pr} se lo obtiene con la siguiente ecuación:

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

Donde $\alpha \geq 1.25$, para el desarrollo del presente se ha tomado $\alpha = 1.4$

2.7.1.1.3. Cortante hiperestático

El cortante hiperestático V_{hip} según la sección 18.6.5 del ACI 318-19 se determina mediante la siguiente ecuación [18]:

$$V_{hip} = \frac{M_{prob1} + M_{prob2}}{l_n}$$

Donde l_n es la distancia libre determinada entre las caras de los apoyos.

2.7.1.1.4. Resistencia a corte requerida

La resistencia a corte última requerida V_u según el apartado 18.6.5 del ACI 318-19 se determina mediante la siguiente ecuación [18]:

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

2.7.1.1.5. Resistencia a corte del hormigón

Según la sección 18.6.5.2 del ACI 318-19, si el cortante hiperestático es mayor o igual a la mitad de la resistencia a corte requerida, la resistencia a corte del concreto V_c es 0 , caso contrario se lo determina mediante la siguiente expresión [18]:

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

Donde λ es un factor que modifica la resistencia según las propiedades del concreto, para el desarrollo del proyecto el valor de dicho factor es 1 para hormigón de peso normal dado en la sección 19.2.4.3 del ACI 318-19 [18].

2.7.1.1.6. Resistencia nominal a corte

Según la sección 22.5.1.1 del ACI 318-19, la resistencia a corte nominal V_n se la calcula por medio de la siguiente expresión [18]:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_s es la resistencia a corte del refuerzo

2.7.1.1.7. Resistencia a corte del acero

De la resistencia a corte nominal se despeja la resistencia a corte del acero V_s , teniendo así la siguiente ecuación:

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

Además, se tiene que hacer la siguiente revisión:

$$V_s \leq 4V_c$$

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

2.7.1.1.8. Área de acero de refuerzo transversal

El área de refuerzo para cortante Av se la obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{Av * f_y * d}{s} \rightarrow Av = \frac{V_s * s}{f_y * d}$$

Donde s es el espaciamiento máximo correspondiente para los ramales del acero de corte, determinado en el apartado 18.6.4.4 del ACI 318-19 donde se lo calcula con la siguiente expresión [18]:

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

El área de acero mínima para cortante $A_{v_{\min}}$ tiene que ser mayor al máximo valor obtenido con las siguientes expresiones dadas en el apartado 9.6.3.4 del ACI 318-19 y se verifica que $A_v \geq A_{v_{\min}}$ [18]:

$$A_{v_{\min}} = \frac{3.5 * b_w * s}{f_y}; A_{v_{\min}} = 0,2 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y}$$

2.7.1.2. Ejemplo de diseño de una viga

Se desarrolla el ejemplo de diseño de la viga del **EJE 1** de los pisos 1, 2, 3 y 4 para la edificación planteada en Ecuador, para lo cual se presentan los datos de diseño usados en la Tabla 40.

Tabla 40. Datos para el diseño de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.

Datos	
f'c	210 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²
r	4 cm
ΦL	2 cm
ΦE	1 cm
β ₁	0.85
Φ flexión	0.9
α	1.4
λ	1
Φ	0.75

Se determina el acero mínimo y máximo, y el momento nominal y momento de diseño máximo para la sección de viga usada de 30X50 cm como se indica en la Tabla 41.

Tabla 41. Determinación del acero mínimo y máximo, momento nominal y de diseño máximo para la viga de 30X50 cm

V 30X50		
b	30	cm
h	50	cm
d	44	cm
As máx	14.306	cm ²
Mn máx	23.066	t.m
Φ Mn máx	20.759	t.m
Mu máx	10.19	t.m
As min	4.40	cm ²

Se presentan los valores obtenidos en ETABS para el cortante por carga vertical V_{cv} y del momento último M_u en la Figura 64.

V _{cv} (t)	2.49		2.25			4.56			4.59			2.24		2.49								
Mu (t.m)	M (-)	10.19	9.64	9.45	9.58	9.58	9.45	9.64	10.19	M (+)	8.08	0.90	8.07	3.6	2.53	3.64	3.65	2.53	3.6	8.07	0.95	8.08
L (m)	A	3.5		B	5.5			C	5.5		D	3.5		E								

Figura 64. Valores de ETABS de V_{cv} y M_u de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.

Nota: Elaboración propia.

El diseño a flexión se detalla en la Figura 65, donde se observa el acero calculado y posteriormente el refuerzo requerido revisando el acero mínimo y lo requisitos de diseño sismo resistente.

L (m)	A	3.5		B	5.5			C	5.5		D	3.5		E								
Mn (t.m)	M (-)	11.32	10.71	10.50	10.64	10.64	10.50	10.71	11.32	M (+)	8.98	1.00	8.97	4.00	2.81	4.04	4.06	2.81	4.00	8.97	1.06	8.98
As _{calc} (cm ²)	AS (-)	6.50	6.13	6.00	6.09	6.09	6.00	6.13	6.50	AS (+)	5.09	0.54	5.08	2.21	1.54	2.23	2.24	1.54	2.21	5.08	0.57	5.09
As _{req} (cm ²)	AS (-)	6.50	4.40	6.13	6.13	4.40	6.09	6.09	4.40	6.13	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40	5.08	4.40	6.50
Acero Base	φ _{sup} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	φ _{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
As _{base} (cm ²)	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	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09
Refuerzo	AS (+)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
	φ _{sup} (mm)	16	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	16	N ^e	1	1	1	1	1	1	1
	N ^e	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	φ _{inf} (mm)							
As _{refuerzo} (cm ²)	AS (-)	2.01	-	1.54	1.54	-	1.54	1.54	-	1.54	1.54	-	2.01	AS (+)	-	-	-	-	-	-	-	-
As _{colocado} (cm ²)	AS (-)	7.10	5.09	6.63	6.63	5.09	6.63	6.63	5.09	6.63	6.63	5.09	7.10	AS (+)	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
	$As_{m\acute{a}x} > As_{colocado} > As_{requerido}$																					
Revisión	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Figura 65. Diseño a flexión de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.

Nota: Elaboración propia

El diseño a corte se muestra en la Figura. 66, donde se detalla la capacidad última a cortante, la resistencia a cortante del concreto y del acero, así como el área mínima de acero transversal, llegando así a un resumen de los ramales necesarios con el

correspondiente espaciamiento constructivo para las zonas de confinamiento y para las zonas centrales.

Diseño a Corte												
M prob (t.m)	$M_{prob} = \alpha * f_y * a_s * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$											
	M(-)	16.74	15.73	15.73	15.73	15.73	15.73	15.73	15.73	15.73	16.74	
	M(+)	14.43	14.43	14.43	14.43	14.43	14.43	14.43	14.43	14.43	14.43	
V_hiper (t)	$V_{hip} = \frac{M_{prob1} + M_{prob2}}{l_n}$											
	V_hiper1	8.91			5.48				5.48			8.62
	V_hiper2	8.62			5.48				5.48			8.91
V_cv	[t]	2.49			4.59				4.59			2.49
V_hiper máx	[t]	8.91			5.48				5.48			8.91
Vu	$V_u = V_{cv} + V_{hip}$											
	[t]	11.40			10.07				10.07			11.40
Vc	Si $V_{hip} > \frac{1}{2} V_u \rightarrow V_c = 0$ Si $V_{hip} < \frac{1}{2} V_u \rightarrow V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \lambda$											
	[t]	0.00			0.00				0.00			0.00
Vs	$V_n = V_c + V_s$ $V_u \leq \phi V_n \rightarrow V_u = \phi V_n \rightarrow V_u = \phi V_c + \phi V_s$ $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$											
	[t]	15.20			13.43				13.43			15.20
Revisión	$V_s \leq 4V_c \rightarrow V_s \leq 2.2 * \sqrt{f'_c} * b * d * \lambda$											
		OK			OK				OK			OK
Slo (cm)	$S_{Lo} \leq \min \left(\frac{d}{4}; 6 * \phi_{long} \text{ min}; 15 \text{ cm} \right)$ $S_{central} \leq \min \left(\frac{d}{2}; 2 * S_{Lo}; 30 \text{ cm} \right)$ $A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$											
		9			9				9			9
Scentral (cm)		18			18			18			18	
Av(cm ²)		0.74			0.65			0.65			0.74	
Av min	$A_{vmin} = \frac{3.5 * b_w * s}{f_y}$ $A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y}$											
		A v min (1)	0.225	cm ²					A v min (2)	0.186	cm ²	
Av ≥ max Av min		OK			OK			OK			OK	
Øestribo	10	mm	$N^\circ \text{Ramales} = \frac{A_v}{\text{Área transversal del Estribo}}$									
Área Estribo	0.785	cm ²										
Ramales		2.00			2.00			2.00			2.00	
Resumen	1Estribo Ø10mm			1Estribo Ø10mm			1Estribo Ø10mm			1Estribo Ø10mm		
	Lo=2h	Central	Lo=2h	Lo=2h	Central	Lo=2h	Lo=2h	Central	Lo=2h	Lo=2h	Central	Lo=2h
Espaciamiento constructivo	10	20	10	10	20	10	10	20	10	10	20	10

Figura 66. Diseño a corte de la viga del eje 1 para los pisos 1, 2, 3, 4.

Nota: Elaboración propia.

2.7.2. Columnas

2.7.2.1. Diseño a flexo-compresión

Se obtiene del ETABS el diagrama de interacción para la columna a diseñarse, y del mismo modelo de ETABS se obtienen los puntos de diseño para las combinaciones más críticas que contengan sismo, y se grafica dichos puntos en el diagrama de interacción para ver si pasan las sollicitaciones más críticas.

2.7.2.2. Diseño a corte por capacidad

Se obtiene el cortante por capacidad $V_{u_{capacidad}}$ en ambas direcciones utilizando el momento balanceado de la columna, con la siguiente expresión, recomendada en la asignatura de Diseño de Proyectos Estructurales [20]:

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

Donde

M_b es el momento balanceado obtenido en el diagrama de interacción del ETABS.

H_n altura de cada piso.

2.7.2.2.1. Capacidad a corte del concreto

Según la sección 22.5.6.2 del ACI 318-19 se calcula la capacidad de corte del hormigón V_c por medio de la siguiente expresión [18]:

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

2.7.2.2.2. Capacidad a corte del acero

Según la sección 22.5.8.1 del ACI 318-19 se determina la capacidad de corte del acero V_s por medio de la siguiente expresión [18]:

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

2.7.2.2.3. Longitud de la zona de confinamiento

Según la sección 18.7.5.1 del ACI 318-19 se determina la longitud de la zona de confinamiento L_o por medio de la siguiente expresión [18]:

$$L_o = \min\left(\frac{H_n}{6}; b_c; h_c; 45cm\right)$$

Donde b_c es la dimensión de la base del núcleo del miembro cuantificada entre los márgenes exteriores del acero transversal de área A_{sh} , y h_c es la dimensión de la altura del núcleo del miembro cuantificada entre los márgenes exteriores del acero transversal de área A_{sh} .

2.7.2.2.4. Espaciamiento

Según la sección 18.7.5.3 del ACI 318-19 se determina el espaciamiento S_{Lo} en la zona de confinamiento por medio de la siguiente expresión [18]:

$$S_{Lo} = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{Lmin}; 10cm\right)$$

Según la sección 18.7.5.5 del ACI 318-19 se determina el espaciamiento S_{L1} en la zona central por medio de la siguiente expresión [18]:

$$S_{L1} = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{Lmin}; 15 cm\right)$$

Donde ϕ_{Lmin} es el diámetro mínimo del acero longitudinal.

2.7.2.2.5. Área de refuerzo mínima

Según la sección 10.6.2.2 del ACI 318-19 se determina el área de acero transversal mínima por medio de la siguiente expresión [18]:

$$A_{vmin} = \min\left(0.2\sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}}; 3.5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}\right)$$

Donde f_{yt} es la resistencia especificada a la fluencia del acero transversal.

2.7.2.2.6. Área de refuerzo requerida

Según la sección 22.5.8.5.3 del ACI 318-19 se calcula el área de refuerzo por medio de la ecuación que se muestra a continuación [18]:

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

2.7.2.3. Diseño de corte por confinamiento

Se verifica la siguiente condición:

$$Si P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \wedge f'_c \leq 70MPa$$

Si se cumple la anterior expresión, no manda A_{sh3} por lo que solo se toma en cuenta A_{sh1} y A_{sh2} , de lo contrario todos los A_{sh} .

Según la sección 18.7.5.4 del ACI 318-19, se determina A_{sh} con las siguientes expresiones [18]:

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

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

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

$$A_{sh3} = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt}} * A_{ch}$$

$$A_{sh} = \max(A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$$

Se calcula el número de ramales necesarios, $\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$.

2.7.2.4. Ejemplo de diseño de una columna

Se toma como ejemplo el diseño de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5 para la edificación emplazada en Ecuador, para lo cual se tiene los siguientes datos que se indican en la Figura 67.

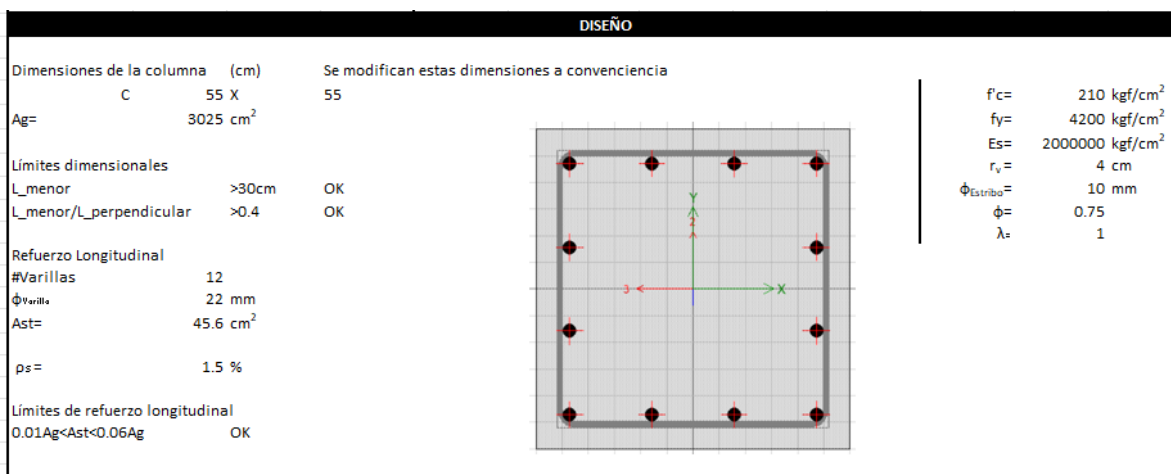


Figura 67. Datos de diseño de columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5

Se obtuvo las curvas del diagrama de interacción en ETABS para una columna de 55X55 cm con 12 varillas de 22mm de diámetro y se extrajeron los valores de este que se indican en la Tabla 42.

Tabla 42. Valores obtenidos del diagrama de interacción de ETABS para una columna de 55X55 cm con 12 varillas de 22mm de diámetro.

Pu [t]	Mu [t.m]	Pn [t]	Mn [t.m]	Ppr [t]	Mpr [t.m]
376.60	0.00	579.39	0.00	617.87	0.00
376.60	16.91	579.39	26.02	614.92	29.42
340.70	25.30	524.15	38.93	540.19	42.33
286.57	32.23	440.87	49.59	456.16	52.83
227.25	37.58	349.62	57.82	362.21	60.49
156.47	42.13	240.72	64.81	249.25	66.62
129.80	47.37	171.79	62.69	159.20	66.82
86.46	50.67	96.07	56.30	72.02	60.27
6.66	39.34	7.40	43.71	-20.50	47.40
-79.93	21.43	-88.81	23.82	-120.88	27.21
-173.17	0.00	-192.41	0.00	-240.51	0.00

Nota: Tabla elaborada con los valores obtenidos del modelo de ETABS.

Del mismo modelo de ETABS se obtiene los puntos de diseño tomando en cuenta las combinaciones más críticas que contienen sismo, teniendo así las mostradas en la Tabla 43.

Tabla 43. Solicitaciones críticas para el diseño a flexo-compresión de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5

Story	Column	Output Case	Station m	P [t]	M2 [t.m]	M3 [t.m]	Puntos diseño	
							P (t)	M (t.m)
Story1	C15	1.2D+L+Sy	0	-104.2822	13.3757	-0.0091	104.28	13.38
Story1	C10	1.2D+L+Sy	0	-90.7668	13.3864	-0.7711	90.77	13.39
Story1	C20	1.2D+L1+Sx	0	-56.0875	0.737	15.6729	56.09	15.67

Nota: Tabla elaborada con los valores obtenidos del modelo de ETABS.

Se procede a verificar que pasen las solicitaciones críticas como se señala en la Figura 68. El diseño en general, de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5 presenta la particularidad de que es una columna cuadrada y con armado simétrico por lo que el análisis de diseño se lo realiza en una sola dirección, válido para ambas direcciones.

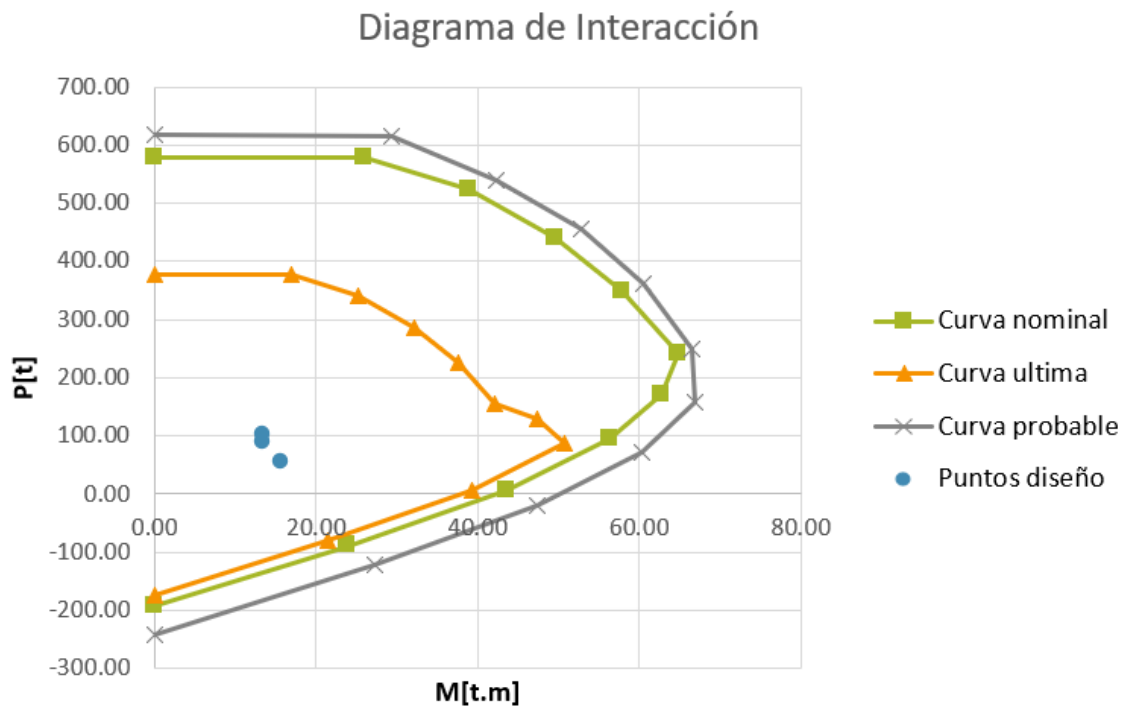


Figura 68.

Para el diseño a corte de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5 se muestran los resultados obtenidos tanto para el cortante por capacidad como para el corte por confinamiento en la Figura 69, donde se evidencia que manda el corte por confinamiento y se tienen 4 ramales.

DISEÑO A CORTE			
Mb=	64.81 t.m		
φL=	2.2 cm		
Hn=	2.7 m		
Corte por capacidad		Corte por confinamiento	
$V_{u\text{capacidad}} = \frac{2 * M_b}{H_n}$		$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c$	
Vu capacidad=	48.0 t	65087.31 <	190575
$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d ; \lambda = 1$		$f'_c \leq 70\text{MPa}$	
Vc=	20.66 t	21 <	70
$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$		$Si P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \wedge f'_c \leq 70\text{MPa}$ OK	
Vs=	43.36 t		
$V_s \leq 4V_c$		bc=	47 cm
$V_s \leq 4V_c$ ok		hc=	47 cm
		Ach=	2209 cm ²
$L_o = \min\left(\frac{h_n}{6}; b_c; h_c; 45\text{cm}\right)$		$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Lo=	45 cm	Ash1=	2.60 cm ²
$S_{Lo} = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{L\text{mín}}; 10\text{cm}\right)$		$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
SLo=	10 cm	Ash2=	2.115 cm ²
$S_{L1} = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{L\text{mín}}; 15\text{cm}\right)$		$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1$	
SL1=	13.2 cm	kf=	1
Sasumido=	10 cm	$k_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$	
$A_{v\text{mín}} = \min\left(0.2\sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_{yt}}; 3.5 * \frac{b * s}{f_{yt}}\right)$		kn=	1.2
Avmín=	0.3795 cm ²	$A_{sh3} = 0.2 * b_c * s * k_f * k_n * \frac{P_u}{f'_c * A_{ch}}$	
$A_v = \frac{s * V_s}{f_{yt} * d}$		Ash3=	No Aplica cm ²
Av=	2.11 cm ²	$A_{sh} = \max(A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$	
φEstribo=	1 cm	φEstribo=	1 cm
#ramales	3	#ramales	4

Figura 69. Diseño a corte de las columnas B1-C1-D1-B5-C5-D5

Nota: Elaboración propia.

2.7.3. Conexión viga-columna

2.7.3.1. Nudo fuerte-viga débil

Se revisa que la conexión cumpla con que la resistencia requerida a cortante del nudo V_j sea menor o igual que la resistencia de diseño a corte del nudo ϕV_n .

2.7.3.1.1. Cortante requerido en el nudo

El cortante requerido en el nudo V_j se lo evalúa mediante la siguiente ecuación:

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

Donde

T_1 y T_2 son la fuerza en tensión del acero superior e inferior de la viga, respectivamente, dadas por las siguientes expresiones.

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

$$T_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$$

Donde

A_{s1} y A_{s2} son el acero superior e inferior de la viga, respectivamente.

El momento probable M_{pr} se lo obtiene con la siguiente ecuación:

$$M_{pr} = \alpha * f_y * A_s * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b_w} \right)$$

Donde $\alpha \geq 1.25$, para el desarrollo del presente se ha tomado $\alpha = 1.4$

Se evalúa el momento probable para los dos aceros.

El cortante hiperestático V_{col} según la sección 18.6.5 del ACI 318-19 se determina mediante la siguiente ecuación [18]:

$$V_{col} = \frac{M_{prob1} + M_{prob2}}{H_{col}}$$

Donde H_{col} es la altura de la columna.

2.7.3.1.2. Cortante de diseño

Se determina la resistencia de diseño a cortante del nudo con la siguiente expresión

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * h_{col}$$

Donde

γ es un factor que según la sección 18.8.4.3 del ACI 318-19, se determina su valor con las siguientes expresiones dependiendo del tipo de conexión [18]:

$$\text{Interior} \begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow 5.3 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow 4 \end{cases}$$

$$\text{Exterior} \begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow 4 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow 3.2 \end{cases}$$

$$\text{Esquinera} \rightarrow 3.2$$

b_j es el ancho efectivo del nudo que según la sección 15.4.2.4 del ACI 318-19, se determina por medio de la siguiente expresión [18]:

$$b_j = \min \begin{cases} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{cases}$$

Donde x es la longitud cuantificada perpendicularmente desde el eje longitudinal a la cara más cercana a la columna.

2.7.3.1.3. Confinamiento

Se verifica la siguiente condición:

$$\text{Si } P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \wedge f'_c \leq 70 \text{MPa}$$

Si se cumple la anterior expresión, no manda A_{sh3} por lo que solo se toma en cuenta A_{sh1} y A_{sh2} , de lo contrario todos los A_{sh} .

Según la sección 18.7.5.4 del ACI 318-19, se determina A_{sh} con [18]:

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * h''$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * h''$$

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

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

$$A_{sh3} = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt}} * A_{ch}$$

$$A_{sh} = \max (A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$$

Se calcula el número de ramales necesarios.

$$\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$$

2.7.3.1.4. Adherencia

Se revisa en las conexiones interiores y en el eje continuo de conexiones viga-columna exteriores.

$$h_{col} \geq 20 \phi_v$$

$$h_{viga} \geq 20 \phi_c$$

Donde h_{col} y h_{viga} son las alturas de la sección transversal de la columna y de la viga, respectivamente. ϕ_v es el diámetro de la varilla longitudinal del refuerzo en tracción de la viga y ϕ_c es el diámetro de la varilla del refuerzo longitudinal en tracción de la columna.

2.7.3.1.5. Anclaje

Se revisa en las conexiones esquineras y en el eje no continuo de conexiones viga-columna exteriores, según la sección 18.8.5.1 del ACI 318-19, se determina la distancia de desarrollo de barras de acero de refuerzo en tracción L_{dh} con las siguientes expresiones [18]:

$$L_{dh} = \phi_v * \frac{f_y}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

2.7.3.2. Columna fuerte-viga débil

Según las notas de clase de Diseño de Proyectos Estructurales se tiene que cumplir con las siguientes expresiones [20]:

$$\sum M_{n\ col} \geq 1.4 \sum M_{n\ viga}$$

Según la sección 18.7.3.2 del ACI 318-19, se verifica la siguiente expresión [18]:

$$\sum M_{n\ col} \geq 1.2 \sum M_{n\ viga} .$$

Donde se consideran los casos de momentos nominales de vigas para la dirección del sismo en estudio y para el momento nominal de la columna se analiza en el caso de flexión pura considerando la siguiente expresión:

$$M_{n\ col} = \left(\frac{A_{st}}{2} * f_y \right) * (h_{col} - 2 * r_{ef})$$

2.7.3.3. Ejemplo de diseño de una conexión viga-columna

Se plantea como ejemplo la conexión viga-columna exterior B1 correspondiente a los pisos 1, 2, 3 y 4 para el edificio emplazado en Ecuador, nótese que el mismo análisis corresponde a las conexiones viga columna B5 de los mismos pisos y C1, C5, D1, D5 de los pisos 1, 2 y 3.

Para lo cual se ha planteado un resumen de la columna B1, viga del Eje B y viga del Eje 1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 que se muestra en la Figura 70, Figura 71 y Figura 72, respectivamente.

Resumen Columna B1		
h=	55	cm
b=	55	cm
f'c=	210	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
Es=	2000000	kg/cm ²
r _v =	4	cm
ϕ _{Estribo} =	10	mm
ϕ _{varilla} =	22	mm
ϕ _{Estribo} =	1	cm
ϕ _{varilla} =	2.2	cm
r _{efectivo} =	6.1	cm
V(x)=	4	
S(x)=	12.07	cm
d=	48.90	cm
V(y)=	4	
S(x)=	12.07	cm
d=	48.90	cm
#varillas=	12	
λ=	1	
Hpiso=	3.2	

h

b

Ag= 3025 cm²

0.3f'c * Ag = 190.575 t

*Pu < 0.3f'c * Ag*

Pu[ton]= 1.2D+1.6L 65.087

Pu[ton]= 1.2D+L+Sy 104.28

Se ha verificado que no manda Ash3

Figura 70. Resumen de la Columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4.

Nota: Elaboración propia.

Resumen Viga del Eje B		
h=	50	cm
b=	30	cm
r _v =	4	cm
r _{efectivo} =	7	cm
d=	43	
	#varillas	ϕ _{varilla} [mm]
As Sup	3	18
As Sup Ref	0	16
As sup=	7.63	cm ²
	#varillas	ϕ _{varilla} [mm]
As Inf	3	18
As Inf Ref	0	16
As Inf=	7.63	cm ²
As total=	15.27	cm ²

h

b

Figura 71. Resumen de la viga del Eje B para los pisos 1, 2, 3 y 4.

Nota: Elaboración propia.

Resumen Viga del Eje 1		
$h =$	50	cm
$b =$	30	cm
$r_v =$	4	cm
$r_{efectivo} =$	7	cm
$d =$	43	
	#varillas	$\phi_{varilla}$ [mm]
As Sup	2	18
As Sup Ref	1	14
As sup=	6.63	cm ²
	#varillas	$\phi_{varilla}$ [mm]
As Inf	2	18
As Inf Ref	0	16
As Inf=	5.09	cm ²
As total=	11.72	cm ²

Figura 72. Resumen de la viga del Eje 1 para los pisos 1, 2, 3 y 4.

Nota: Elaboración propia.

Se plante el esquema de la conexión viga-columna exterior B1 en la Figura. 73.

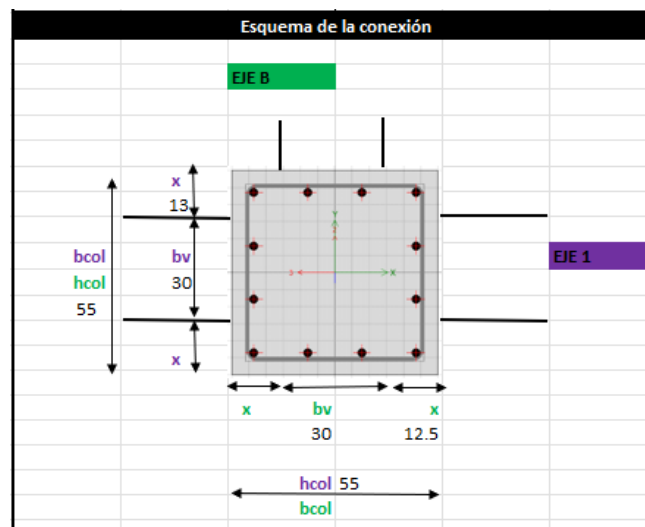


Figura 73. Esquema de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4.

Para este tipo de conexión se tiene que hacer el análisis en ambos sentidos, teniendo así el análisis a cortante en la Figura 74, confinamiento en la Figura 75, chequeo adherencia-anclaje en la Figura 76, y revisión de columna fuerte-viga débil en la Figura. 77, para el sentido del eje B.

REVISIONES NUDO FUERTE VIGA DÉBIL					
Resistencia al corte					
Sentido en el EJE B					
$\alpha =$	1.4	$A_{s1} =$	7.63	cm^2	
$A_{s \text{ adicional}} =$	8 cm^2	$A_{s2} =$	7.63	cm^2	
$T_1 = A_{s1} * \alpha * F_y$		$T1 =$	91.9	t	
$T_2 = A_{s2} * \alpha * F_y$		$T2 =$	0.0	t	
$M_{pr} = \alpha F_y A_s \left(d - \frac{\alpha F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$		$M_{pr1} =$	31.6	t.m	
		$M_{pr2} =$	0.0	t.m	
$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$		$V_{col} =$	9.9	t	
$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$		$V_j =$	82.0	t	
$\phi V_n = \phi V_c$					
$\phi V_c = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * h_{col}$		$\phi V_c =$	119.24	t	
		$0.75bc =$	41.25	cm	
<i>Exterior</i> $\begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 4 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 3.2 \end{cases}$		$b_v =$	30	cm	
		$h_{col} =$	55	cm	
		$\lambda =$	3.2	kg/cm ²	
$b_j \begin{cases} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{cases}$		$b_v + h_{col} =$	85	cm	
		$b_v + 2x =$	55	cm	
		$b_j =$	55	cm	
$V_j \leq \phi V_n$		El nudo soporta el corte			

Figura 74. Resistencia al corte de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B

Confinamiento					
		$h_{col} =$	55	cm	
		$b_{col} =$	55	cm	
		$h'' =$	47	cm	
		$h_c =$	47	cm	
$s = \min \begin{cases} \frac{b_{col}}{4} \\ \frac{h_{col}}{4} \\ 6\phi_c \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$		$b_{col}/4 =$	13.75	cm	
		$h_{col}/4 =$	13.75	cm	
		$6\phi_{col} =$	13.2	cm	
			10	cm	
		$s =$	10	cm	
$A_{sh1} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$		$A_{sh1} =$	2.60	cm^2	
$A_{sh2} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$		$A_{sh2} =$	2.115	cm^2	
		$A_{sh} =$	2.60	cm^2	
		$\phi_{Estribo} =$	1.00	cm	
$\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$		$A_{Estribo} =$	0.79	cm^2	
		$\#ramales =$	4		

Figura 75. Análisis de confinamiento de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B

Adherencia y Andaje			
En este sentido se revisa el anclaje			
$Ldh = \phi_v * \frac{f_y}{17 \lambda \sqrt{f'_c}}$	$\lambda =$	1	
	Ldh=	31 cm	

Figura 76. Análisis de anclaje de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B

REVISIONES COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL			
Revisión			
$M_{n\ viga} = F_y A_s \left(d - \frac{F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$	Mnv1=	24.2 t.m	
	Mnv2=	12.8 t.m	
	$\sum Mnv=$	37.0 t.m	
$M_{n\ col} = \left(\frac{A_{st}}{2} * f_y \right) (h_{col} - 2 * r_{ef})$	Mn col=	41.0 t.m	
	$\sum Mncol=$	82.0 t.m	
Criterio Ing. Placencia			
$\sum M_{n\ col} \geq 1.4 \sum M_{n\ viga}$	Cumple con revisión		
Criterio ACI			
$\sum M_{n\ col} \geq 1.2 \sum M_{n\ viga}$	Cumple con revisión		

Figura 77. Análisis columna fuerte-viga débil de la conexión B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje B

Así mismo se tiene el análisis a cortante en la Figura 78, confinamiento en la Figura 79, chequeo de adherencia-anclaje en la Figura 80, y revisión columna fuerte-viga débil en la Figura 81 para el sentido del eje 1.

REVISIONES NUDO FUERTE VIGA DÉBIL			
Resistencia al corte			
Sentido en el Eje 1			
$\alpha =$	1.4	As1=	6.63 cm ²
As adicional=	8 cm ²	As2=	5.09 cm ²
$T_1 = A_{s1} * \alpha * F_y$		T1=	86.0 t
$T_2 = A_{s2} * \alpha * F_y$		T2=	29.9 t
$M_{pr} = \alpha F_y A_s \left(d - \frac{\alpha F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$	Mpr1=	30.1 t.m	
	Mpr2=	12.0 t.m	
$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$	Vcol=	13.2 t	
$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$	Vj=	102.8 t	
$\phi V_n = \phi V_c$			
$\phi V_c = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * h_{col}$	$\phi V_c=$	149.04 t	
Interior $\begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 5.3 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 4 \end{cases}$	0.75bc=	41.25 cm	
	bv=	30 cm	
$b_j \begin{cases} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{cases}$	hcol=	55 cm	
	$\lambda =$	4 kg/cm ²	
$V_j \leq \phi V_n$	bv+hcol=	85 cm	
	bv+2x=	55 cm	
	bj=	55 cm	
El nudo soporta el corte			

Figura 78. Resistencia al corte de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1

Confinamiento			
		hcol=	55 cm
		bcol=	55 cm
		h''=	47 cm
		hc=	47 cm
$s = \min \begin{cases} \frac{b_{col}}{4} \\ \frac{h_{col}}{4} \\ 6\phi_c \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$		bcol/4=	13.75 cm
		hcol/4=	13.75 cm
		6 ϕ_{col} =	13.2 cm
			10 cm
		s=	10 cm
	$A_{sh1} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$	Ash1=	2.60 cm ²
	$A_{sh2} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$	Ash2=	2.115 cm ²
		Ash=	2.60 cm ²
		$\phi_{Estribo}$ =	1.00 cm
	$\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$	A _{Estribo} =	0.79 cm ²
		#ramales=	4

Figura 79. Análisis de confinamiento de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1

Adherencia y Anclaje			
En este sentido se revisa la adherencia			
$h_{col} \geq 20\phi_v$		hcol=	55 cm
		20 ϕ_v =	36 cm
$h_{viga} \geq 20\phi_c$		h _v =	50 cm
		20 ϕ_c =	44 cm
Pasa el chequeo de adherencia			

Figura 80. Análisis de anclaje de la conexión viga-columna B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1

REVISIONES COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL			
Revisión			
$M_{n\ viga} = F_y A_s \left(d - \frac{F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$	Mnv1=	22.9 t.m	
	Mnv2=	8.8 t.m	
	Σ Mnv=	31.7 t.m	
$M_{n\ col} = \left(\frac{A_{St}}{2} * f_y \right) (h_{col} - 2 * r_{ef})$	Mn col=	41.0 t.m	
	Σ Mncol=	82.0 t.m	
Criterio Ing. Placencia			
$\sum M_{n\ col} \geq 1.4 \sum M_{n\ viga}$		Cumple con revisión	
Criterio ACI			
$\sum M_{n\ col} \geq 1.2 \sum M_{n\ viga}$		Cumple con revisión	

Figura 81. Análisis columna fuerte-viga débil de la conexión B1 para los pisos 1, 2, 3 y 4 en el sentido del eje 1

2.7.4. Losas

El diseño a flexión y a corte de las losas se lo realizó mediante el método recomendado del ACI de coeficientes para losas bidireccionales, en donde **la** se define como el lado corto y **lb** como el lado largo.

2.7.4.1. Diseño a Corte

Para el diseño a corte de la losa se selecciona una franja de diseño de ancho **b = 1m** y se determina los coeficientes mostrados en la Figura 82, en caso de ser necesario y no se tenga una relación lado corto: lado largo dada en la figura se realiza una interpolación con los valores que si se tiene [21].

Ratio $m = \frac{A}{B}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	W_A	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_B	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_A	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_B	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_A	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_B	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_A	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_B	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_A	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_B	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_A	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_B	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_A	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_B	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_A	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_B	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_A	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_B	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_A	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_B	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_A	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_B	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Figura 82. Coeficientes para cortante en losas bidireccionales

Nota: Tabla 4 del ACI 318-63, p.136.

Con los coeficientes w_x determinados se procede a determinar la carga actuante q sobre la franja seleccionada con la siguiente ecuación:

$$q = W_u * b * w_x$$

Donde W_u es la carga última de diseño, obtenida de la combinación de cargas.

Con esto se puede aplicar la Tabla 44. Y obtener el valor de cortante requerido V_u

Tabla 44. Cortantes aproximados según la ubicación

Localización	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$1.15w_u \ell_n / 2$
Cara de todos los demás apoyos	$w_u \ell_n / 2$

Nota: Tabla 6.5.4 del ACI 318-19, p. 79.

Se toma en cuenta que en una franja de diseño de 1 metro existen 2 nervios por lo que el cortante requerido obtenido se lo divide para dos y se realiza la revisión por capacidad a corte del concreto usando el ancho del nervio $b_{nervio} = 0.1m$, mediante la ecuación:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_{nervio} * d$$

2.7.4.2. Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión de la losa se determina los coeficientes mostrados en la Figura 83 para momento negativo y en la Figura 84 para momento positivo, en caso de ser necesario y no se tenga una relación lado corto: lado largo dada en las figuras se realiza una interpolación con los valores que si se tiene [21].










Ratio $m = \frac{A}{B}$	Case 1 	Case 2 	Case 3 	Case 4 	Case 5 	Case 6 	Case 7 	Case 8 	Case 9 
1.00	$C_{A \text{ neg}}$	0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	$C_{B \text{ neg}}$	0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	$C_{A \text{ neg}}$	0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	$C_{B \text{ neg}}$	0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	$C_{A \text{ neg}}$	0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	$C_{B \text{ neg}}$	0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	$C_{A \text{ neg}}$	0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	$C_{B \text{ neg}}$	0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	$C_{A \text{ neg}}$	0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	$C_{B \text{ neg}}$	0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	$C_{A \text{ neg}}$	0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	$C_{B \text{ neg}}$	0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	$C_{A \text{ neg}}$	0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	$C_{B \text{ neg}}$	0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	$C_{A \text{ neg}}$	0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	$C_{B \text{ neg}}$	0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	$C_{A \text{ neg}}$	0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	$C_{B \text{ neg}}$	0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	$C_{A \text{ neg}}$	0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	$C_{B \text{ neg}}$	0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	$C_{A \text{ neg}}$	0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	$C_{B \text{ neg}}$	0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Figura 83. Coeficientes para momento negativo en losas bidireccionales

Nota: Tabla 1 del ACI 318-63, p.133.

Ratio $m = \frac{A}{B}$	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9	
1.00	$C_{A DL}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{B DL}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{A DL}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{B DL}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{A DL}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{B DL}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{A DL}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{B DL}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{A DL}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{B DL}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{A DL}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{B DL}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{A DL}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{B DL}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{A DL}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{B DL}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{A DL}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{B DL}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{A DL}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{B DL}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{A DL}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{B DL}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Figura 84. Coeficientes para momento positivo en losas bidireccionales

Nota: Tabla 2 del ACI 318-63, p.134.

Con los factores C que se determinaron se continua con la obtención del momento requerido M_u sea este positivo o negativo sobre la franja seleccionada con la siguiente ecuación:

$$M_u = C * W_u * Ln^2$$

Con el momento requerido se obtiene el momento nominal M_n , con el cual se establece el área de acero necesaria A_s resolviendo la siguiente expresión y seleccionando la raíz positiva:

$$\frac{As^2 * fy^2}{1.7fc * b_{nervio}} - As * fy * d + Mn = 0$$

Según el apartado 9.6.1.2 del ACI 318-19, se determina el acero mínimo de refuerzo para la franja de diseño utilizando el ancho del nervio por medio de la siguiente expresión [18]:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * d * b_{nervio}$$

Según el apartado 7.6.1.1 del ACI 318-19, se determina el acero mínimo de refuerzo para la franja de diseño utilizando el ancho del nervio por medio de la siguiente expresión [18]:

$$As_{temp} = 0.0018 * h * b_{nervio}$$

Se corrige el acero obtenido con los valores de acero mínimo y de temperatura.

2.7.4.3. Ejemplo de diseño de losa alivianada

Para la losa de Ecuador de los pisos 1, 2, 3 y 4 donde se tiene una carga última de 1.18 ton/m², se ha determinado los siguientes coeficientes de carga mostrados en la Figura 85.

4	A=	3.5	A=	4	A=	4	A=	3.5	Fr1x
	B=	4	B=	5.5	B=	5.5	B=	4	
	m=	0.875	m=	0.727	m=	0.727	m=	0.875	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Wy=	0.37	Wy=	0.642	Wy=	0.642	Wy=	0.37	
	Wx=	0.63	Wx=	0.358	Wx=	0.358	Wx=	0.63	
5.5	A=	3.5	A=	5.5	A=	5.5	A=	3.5	Fr2x
	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	
	m=	0.636	m=	1.000	m=	1.000	m=	0.636	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Wy=	0.243	Wy=	0.5	Wy=	0.5	Wy=	0.243	
	Wx=	0.757	Wx=	0.5	Wx=	0.5	Wx=	0.757	
5.5	A=	3.5	A=	5.5	A=	5.5	A=	3.5	Fr3x
	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	
	m=	0.636	m=	1.000	m=	1.000	m=	0.636	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Wy=	0.243	Wy=	0.5	Wy=	0.5	Wy=	0.243	
	Wx=	0.757	Wx=	0.5	Wx=	0.5	Wx=	0.757	
3	A=	3	A=	3	A=	3	A=	3	Fr4x
	B=	3.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	3.5	
	m=	0.857	m=	0.545	m=	0.545	m=	0.857	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Wy=	0.652	Wy=	0.854	Wy=	0.854	Wy=	0.652	
	Wx=	0.348	Wx=	0.146	Wx=	0.146	Wx=	0.348	
		3.5		5.5		5.5		3.5	
		Fr1y		Fr2y		Fr3y		Fr4y	

Figura 85. Coeficientes de carga obtenidos para la losa

Con los coeficientes obtenidos se muestra como ejemplo de cálculo el diseño a corte para la franja de diseño **Fr1** y, como se muestra en la Figura 86.

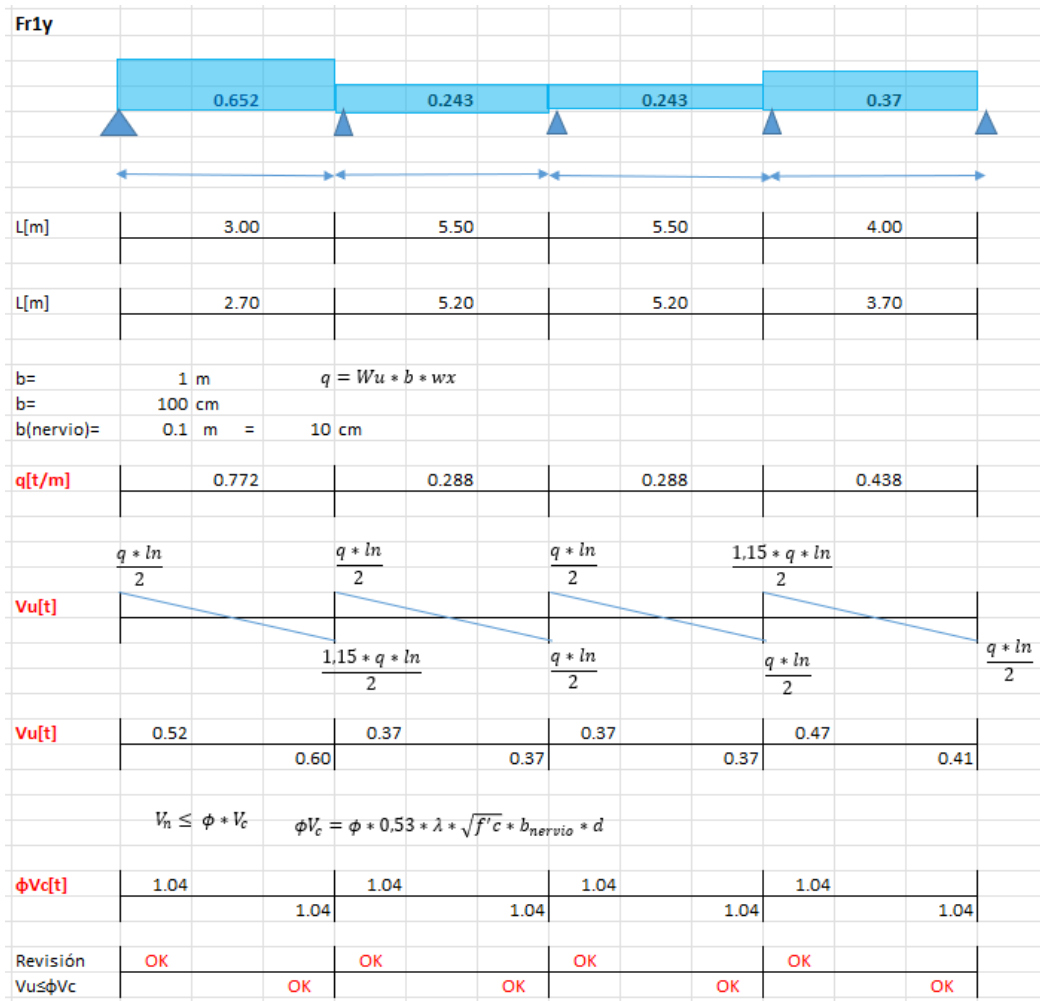


Figura 86. Diseño a corte de la franja de diseño Fr1 y para las losas de los pisos 1, 2, 3 y 4.

Posteriormente, se obtuvo los coeficientes para los momentos negativos y coeficientes de momento positivo mostrados en la Figura 87 y Figura 88, respectivamente. Con los coeficientes obtenidos se desarrolló el diseño a flexión para ello se determina el momento requerido, momento nominal y acero como se exhibe en la Figura 89.

4	A=	3.5	A=	4	A=	4	A=	3.5	Fr1x
	B=	4	B=	5.5	B=	5.5	B=	4	
	m=	0.875	m=	0.727	m=	0.727	m=	0.875	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Cy=-	0.037	Cy=-	0.0642	Cy=-	0.0642	Cy=-	0.037	
Cx=-	0.063	Cx=-	0.0328	Cx=-	0.0328	Cx=-	0.063		
5.5	A=	3.5	A=	5.5	A=	5.5	A=	3.5	Fr2x
	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	
	m=	0.636	m=	1.000	m=	1.000	m=	0.636	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Cy=-	0.0223	Cy=-	0.045	Cy=-	0.045	Cy=-	0.0223	
Cx=-	0.0757	Cx=-	0.045	Cx=-	0.045	Cx=-	0.0757		
5.5	A=	3.5	A=	5.5	A=	5.5	A=	3.5	Fr3x
	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	
	m=	0.636	m=	1.000	m=	1.000	m=	0.636	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Cy=-	0.0223	Cy=-	0.045	Cy=-	0.045	Cy=-	0.0223	
Cx=-	0.0757	Cx=-	0.045	Cx=-	0.045	Cx=-	0.0757		
3	A=	3	A=	3	A=	3	A=	3	Fr4x
	B=	3.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	3.5	
	m=	0.857	m=	0.545	m=	0.545	m=	0.857	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Cy=-	0.0652	Cy=-	0.0854	Cy=-	0.0854	Cy=-	0.0652	
Cx=-	0.0348	Cx=-	0.0136	Cx=-	0.0136	Cx=-	0.0348		
		3.5		5.5		5.5		3.5	
		Fr1y		Fr2y		Fr3y		Fr4y	

Figura 87. Coeficientes obtenidos para momento negativo

4	A=	3.5	A=	4	A=	4	A=	3.5	Fr1x
	B=	4	B=	5.5	B=	5.5	B=	4	
	m=	0.875	m=	0.727	m=	0.727	m=	0.875	
	Caso	4	Caso	9	Caso	9	Caso	4	
	Cy+=	0.0205	Cy+=	0.0378	Cy+=	0.0378	Cy+=	0.0205	
Cx+=	0.0345	Cx+=	0.0121	Cx+=	0.0121	Cx+=	0.0345		
5.5	A=	3.5	A=	5.5	A=	5.5	A=	3.5	Fr2x
	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	
	m=	0.636	m=	1.000	m=	1.000	m=	0.636	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Cy+=	0.0084	Cy+=	0.018	Cy+=	0.018	Cy+=	0.0084	
Cx+=	0.0451	Cx+=	0.018	Cx+=	0.018	Cx+=	0.0451		
5.5	A=	3.5	A=	5.5	A=	5.5	A=	3.5	Fr3x
	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	5.5	
	m=	0.636	m=	1.000	m=	1.000	m=	0.636	
	Caso	8	Caso	2	Caso	2	Caso	8	
	Cy+=	0.0084	Cy+=	0.018	Cy+=	0.018	Cy+=	0.0084	
Cx+=	0.0451	Cx+=	0.018	Cx+=	0.018	Cx+=	0.0451		
3	A=	3	A=	3	A=	3	A=	3	Fr4x
	B=	3.5	B=	5.5	B=	5.5	B=	3.5	
	m=	0.857	m=	0.545	m=	0.545	m=	0.857	
	Caso	4	Caso	8	Caso	8	Caso	4	
	Cy+=	0.0356	Cy+=	0.0524	Cy+=	0.0524	Cy+=	0.0356	
Cx+=	0.0194	Cx+=	0.0049	Cx+=	0.0049	Cx+=	0.0194		
		3.5		5.5		5.5		3.5	
		Fr1y		Fr2y		Fr3y		Fr4y	

Figura 88. Coeficientes obtenidos para momento positivo

7. Diseño a flexión										
Fr1y										
L[m]	3.00		5.50		5.50		4.00			
L[m]	2.70		5.20		5.20		3.70			
b[m]=	1	$M_u = C * W_u * b * Ln^2$				$b_{nervio} =$	0.1 m	=	10 cm	
C	0.065	0.065	0.022	0.022	0.022	0.022	0.037	0.037		
	0.036		0.008		0.008		0.021			
Mu[t.m]										
Mu[t.m]	0.28	0.28	0.36	0.36	0.36	0.36	0.30	0.30		
	0.15		0.13		0.13		0.17			
Mn[t.m]	0.31	0.31	0.40	0.40	0.40	0.40	0.33	0.33		
	0.17		0.15		0.15		0.18			
As	0.43	0.43	0.54	0.54	0.54	0.54	0.45	0.45		
[cm²]	0.23		0.20		0.20		0.25			
As mín	0.60	[cm²]	$As_{min} = \frac{14}{fy} * d * b_{nervio}$				$As_{temp} = 0.0018 * h * b_{nervio}$			
As temp	0.38	[cm²]								
As	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60		
[cm²]	0.60		0.60		0.60		0.60			
Ø mm	10	12	12	12	12	12	12	10		
Nro.	1	1	1	1	1	1	1	1		
As [cm²]	0.79	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	0.79		
As [cm²]	0.79		0.79		0.79		0.79			
Nro.	1		1		1		1			
Ø mm	10		10		10		10			
Revisión	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		
As<Ascol	OK		OK		OK		OK			
Resumen										
1Ø mm	10	12	12	12	12	12	12	10		
@ nervio	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00		
@ nervio	50.00		50.00		50.00		50.00			
1Ø mm	10		10		10.00		10			

Figura 89. Diseño a flexión de la franja de diseño Fr1y de la losa para los pisos 1, 2, 3 y 4.

2.7.5. Muros Estructurales

En el caso de la edificación de Perú fue necesario la inclusión de muros estructurales para lo cual se detallarán los parámetros de diseño según el ACI 318-19.

2.7.5.1. Diseño a flexión

El diseño a flexión de los muros se lo realizará mediante el uso del modelo realizado en ETABS y de los parámetros establecidos por el ACI 318-19 y que serán descritos a continuación.

2.7.5.1.1. Acero mínimo

En $0.15l_w$ según la sección 18.10.2.4 del ACI 318-19 los muros con $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$, deben cumplir con las condiciones dadas en los literales **a**, **b** y **c** [18].

a) $\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$

b) El refuerzo longitudinal se debe extender verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica el mayor valor de l_w y $M_u/3V_u$.

c) No más del 50% del refuerzo requerido puede terminarse en una sola sección.

Además, se utilizaron las siguientes ecuaciones para el cálculo de la cuantía:

El espaciamiento de las varillas entre eje y eje de cada varilla dado por:

$$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1}$$

Donde r es el recubrimiento.

El número de varillas en la parte del alma correspondiente a $0.15l_w$:

$$\#_{varillas_alma} = \frac{0.15l_w - h_1 - r}{S} + 1$$

En el caso de que $0.15l_w$ sea menor al ancho de los cabezales el número de varillas en el alma es **0**.

La cuantía está dada por definición como la relación entre el área de acero y el área total de la sección transversal.

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$

Se debe verificar que:

$$\rho > \rho_{min}$$

En el alma según el apartado 18.10.2.1 del ACI 318-19 las cuantías de refuerzo del alma no deben ser menores que **0.0025**, y el espaciamiento no debe exceder de **450 mm** [18].

Se determina la cuantía mediante:

$$\rho = \frac{A_{s1varilla} * \#V_{espesor}}{S * espesor}$$

Se debe verificar que:

$$S \leq 45 \text{ cm}$$

$$\rho > 0.0025$$

Se procede a obtener el diagrama de interacción con los datos obtenidos en el modelo de ETABS y se las compara con las sollicitaciones críticas obtenidas del mismo modelo, además se obtiene el esfuerzo máximo y mínimo mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * Y}{I}$$

Donde P_u y M_u son los valores de carga axial y momento último, respectivamente. I es la inercia, Y el centroide y A es el área de la sección transversal del muro.

2.7.5.2. Diseño a corte

El diseño a corte de los muros se lo realizará mediante el uso del modelo realizado en ETABS y de los parámetros establecidos por el ACI 318-19 y que serán descritos a continuación, además se utilizará el software CSICol para la obtención del eje neutro.

2.7.5.2.1. Cortante requerido

De los datos obtenidos en ETABS para las sollicitaciones críticas usadas en el diseño a flexión se obtiene el cortante requerido V_u .

2.7.5.2.2. Factor de sobrerresistencia (Ω_v)

Según la sección 18.10.3.1.2 del ACI 318-19 el factor de sobrerresistencia Ω_v se determinará con la Tabla 45 [18].

Tabla 45. Factor de sobrerresistencia (Ω_v)

Condición	Ω_v	
$h_{wes}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	$M_{pr}/M_u^{(1)}$
		1.5 ^[2]
$h_{wes}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

Para la primera condición se debe obtener el momento probable M_{pr} , mismo que se obtiene a partir del eje neutro c con la simulación del muro en CSICol.

2.7.5.2.3. Factor de amplificación dinámica (ω_v)

Según la sección 18.10.3.1.3 del ACI 318-19 el factor de amplificación dinámica ω_v se determina para los siguientes casos mediante estas expresiones [18]:

Para: $\frac{h_{wes}}{l_w} < 2.0$

$$\omega_v = 1$$

Para: $\frac{h_{wes}}{l_w} \geq 2.0$

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

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

Donde n_s no debe tomarse menor que la cantidad $0.007h_{wes}$

2.7.5.2.4. Cortante de Diseño

Según la sección 18.10.3.1 del ACI 318-19 la fuerza de diseño para corte se debe determinar por medio de la siguiente expresión [18]:

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

2.7.5.2.5. Ancho mínimo del alma

El ancho mínimo del alma se obtiene de la materia de Diseño de Proyectos Estructurales, a partir de la definición de cortante de diseño V_e , de la capacidad a corte del refuerzo V_s y del concreto V_c , como se muestra a continuación [20]:

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$V_e \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$V_s \leq 4V_c$$

$$V_e \leq \phi(V_c + 4V_c)$$

$$V_e \leq \phi 5 V_c$$

Reemplazando: $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w$

$$V_e \leq \phi 5 (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w)$$

Finalmente, despejamos b_{wmin} :

$$b_{wmin} = \frac{V_e}{\phi 5 (0.53 * \sqrt{f'c} * l_w)}$$

Se realiza el cálculo de b_{wmin} y se lo compara con el b_w asumido

2.7.5.2.6. Cortante nominal

Según la sección 18.10.4.4 del ACI 318-19 se debe cumplir con [18]:

$$V_{nmax} = 2.65\sqrt{f'c} * A_{cw}$$

En caso de tener aberturas se reduce al 80%

$$V_{nmax} = 2.12\sqrt{f'c} * A_{cv}$$

Donde A_{cw} es la superficie de la sección transversal del muro.

Verificando así:

$$5 V_c = 5 * 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

$$5 * 0.53 = 2.65 \rightarrow OK$$

Según la sección 18.10.4.1 del ACI 318-19 la fuerza cortante nominal se debe determinar por medio de la siguiente expresión [18]:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

Correspondiente a:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde el factor α_c se determina por:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_c = 0.8 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \\ \alpha_c = 0.53 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \\ 1.5 \leq \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0 \rightarrow \text{interpolación} \end{array} \right.$$

2.7.5.2.7. Refuerzo de corte

El refuerzo de corte A_v , está dado por la expresión mostrada a continuación y dada en la asignatura de Diseño de Proyectos Estructurales a partir de la definición de cortante de diseño V_e , [20]:

$$V_e \leq \phi(V_c + V_s)$$

Despejando el aporte del acero:

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

$$V_s = \#_{\text{barras que cierran la fisura}} * A_v * F_y$$

$$\#_{\text{barras que cierran la fisura}} = \frac{l_w}{S}$$

Por tanto:

$$V_s = \frac{l_w}{S} * A_v * F_y$$

Despejando A_v , tenemos que el área para refuerzo de corte se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s * S}{l_w * F_y}$$

2.7.5.2.8. Diseño de cabezales especiales

Según la sección 18.10.6.3 del ACI 318-19 debe haber elementos especiales de borde cuando se cumpla que $\sigma_{max} > 0.2f'c$ y según el apartado 18.10.6.4 del ACI 318-19 los elementos especiales de borde deben cumplir con las condiciones siguientes [18]:

$$\text{a) } L_{\text{confcabezal}} = \max\left(c - 0.1l_w; \frac{c}{2}\right)$$

b) $b \geq \frac{h_u}{16}$

c) $b \geq 300\text{mm}$

2.7.5.2.9. Confinamiento

Según la sección 18.7.5.4 del ACI 318-19, se determina A_{sh} con [18]:

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

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

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

$$A_{sh3} = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt}} * A_{ch}$$

$$A_{sh} = \max(A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$$

Se calcula el número de ramales necesarios.

$$\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$$

2.7.5.2.10. Espaciamiento Vertical

Según el apartado 18.10.6.4 literal f del ACI 318-19, el espaciamiento vertical hx debe cumplir con [18]:

$$hx \leq \left\{ 35\text{cm}, \frac{2}{3}b \right\}$$

2.7.5.3. Ejemplo de diseño de muro

Para el desarrollo del ejemplo de cálculo se ha tomado el diseño del muro 2 (Eje A5-A4), mismo que cuenta con los datos de los cabezales y el alma mostrados en la Figura 90.

Muro en Y (Pier 2)			
f'c= 210	kg/cm ²	φ=	0.75
fy= 4200	kg/cm ²	λ=	1
Es= 2000000	kg/cm ²	hu=	3.2 m
lw= 475	cm		
hw= 16.4	m		
Datos Cabezales		Datos Alma	
h= 75	cm	Espesor alma= 30	cm
b= 75	cm	Lalma= 325	cm
r _v = 4	cm	r _v = 4	cm
φ _{Estribo} = 1	cm	φ _{Estribo} = 1	cm
φ _{varilla} = 2.8	cm	φ _{varilla} = 1.4	cm
AS _{varilla} = 6.16	cm ²	AS _{varilla} = 1.54	cm ²
V(x)= 5		V(x)= 20	
V(y)= 5		V(y)= 2	
r _{efectivo} = 6.4	cm	r _{efectivo} = 5.7	cm
S(x)= 12.75	cm	S(x)= 15.11	cm
d= 68.60	cm	d= 24.30	cm
S(y)= 12.75	cm	S(y)= 17.20	cm
#varillas= 16		#varillas= 40	

Figura 90. Datos de los cabezales y del alma del muro 2 (A5-A4)

Se determinó el acero mínimo para $0.15l_w$ y para el alma y se verificó que en $0.15l_w$ se cumpla con $\rho > \rho_{\min}$ y en el alma con $\rho > 0.0025$ como se muestra en la Figura 91.

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN			
1) ACERO MÍNIMO			
En $0.15 l_w$			
		$0.15 l_w = 71.25$	cm
		$hw/l_w = 5.046$	
$\frac{hw}{l_w} \geq 2.0$		hwes/lw ≥ 2	OK
$\rho_{\min} = 1.6 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$		$\rho_{\min} = 0.55$	%
$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1}$		S= 16.68	cm
$\#varillas_{alma} = \frac{0.15l_w - h_1 - r}{S} + 1$		#varillasalma= 0.00	cm
Acero en el alma		As_alma= 0.00	cm ²
Acero en el cabezal		As_cabezal= 98.52	cm ²
Área de la sección		A_sección= 5512.50	cm ²
$\rho = \frac{As}{Ag} \quad \rho > \rho_{\min}$		$\rho = 1.79$	%
		$\rho > \rho_{\min}$	OK
En el alma			
$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1} \quad S \leq 45 \text{ cm}$		S= 16.68	cm
		s ≤ 45 cm	OK
$\rho = \frac{A_{s1varilla} \cdot \#V_{espesor}}{S \cdot espesor}$		$\rho = 0.0062$	
$\rho > 0.0025$		$\rho > 0.0025$	OK

Figura 91. Verificación del acero mínimo del muro 2 (A5-A4)

Para el diseño a flexión se encontró el área, la inercia y el centroide del muro, además se obtuvo del modelo de ETABS las solicitaciones críticas para el muro y se calculó el esfuerzo máximo y mínimo como se indica en la Figura 92.

2)SOLICITACIONES CRÍTICAS							
Inercia							
	B	H	Área	D	A*D ²	I _o	I _o +A*D ²
A1	0.75	0.75	0.5625	2	2.25	0.0264	2.2764
A2	0.3	3.25	0.975	0	0	0.8582	0.8582
A3	0.75	0.75	0.5625	2	2.25	0.0264	2.2764
ΣÁrea=	2.1 m ²						
Inercia=	5.411 m ⁴						
Y=	2.375 m						
Combinaciones							
$\sigma_{max,min} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mu * Y}{I}$							
Combinaciones	P[t]	M[t.m]	V[t]	σMax	σMin		
1.25D+1.25L+Dx	241.5237	60.039	0.3223	141.36395	88.66		
1.25D+1.25L-Sy	195.7064	2162.7469	194.0937	1042.48	-856.09		
				σMax	1042.48	t/m ²	
				σMin	-856.09	t/m ²	

Figura 92. Cálculo de la inercia, esfuerzo máximo y mínimo del muro 2 (A5-A4)

En la Figura 92 se detalló los puntos de diseños mismos que serán comparados con el diagrama de interacción cuyos valores se obtuvo del modelo de ETABS y se realizó la gráfica donde se verificó que las dimensiones y armado del muro 2 (A5-A4) pasan las solicitaciones críticas como se señala en la Figura 93.

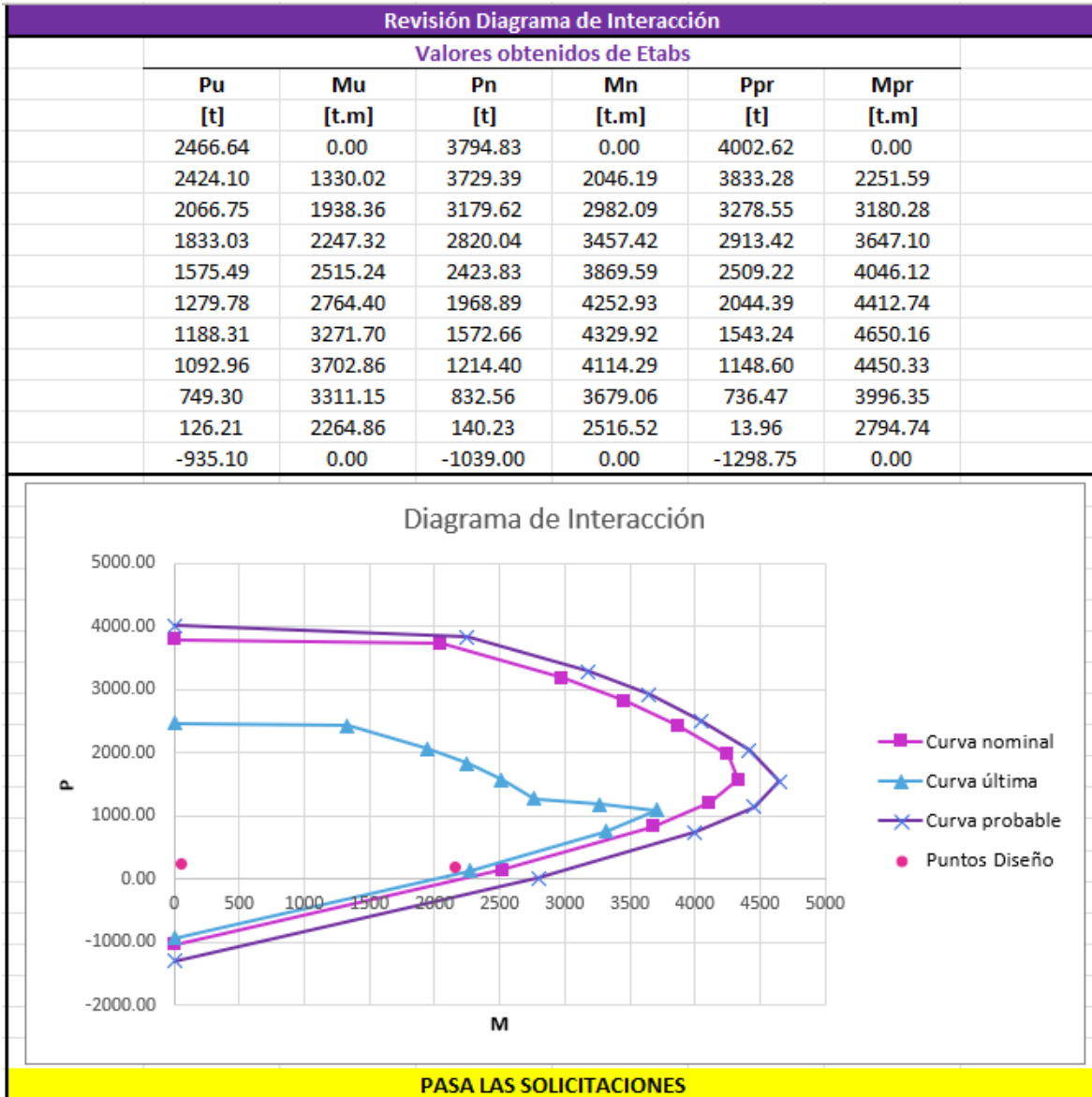


Figura 93. Diagrama de interacción y verificación de diseño a flexión del muro 2 (A5-A4)

Se obtuvo el cortante requerido V_u de las solicitaciones críticas a flexión, se determinó el factor de sobrerresistencia Ω_v para lo cual se encontraron el eje neutro C con la gráfica de carga axial vs eje neutro y el momento probable M_{pr} con la gráfica eje neutro vs momento probable, también se determinó el factor de amplificación dinámica ω_v y con todo esto se calculó el cortante de diseño V_e como se muestra en la Figura 93.

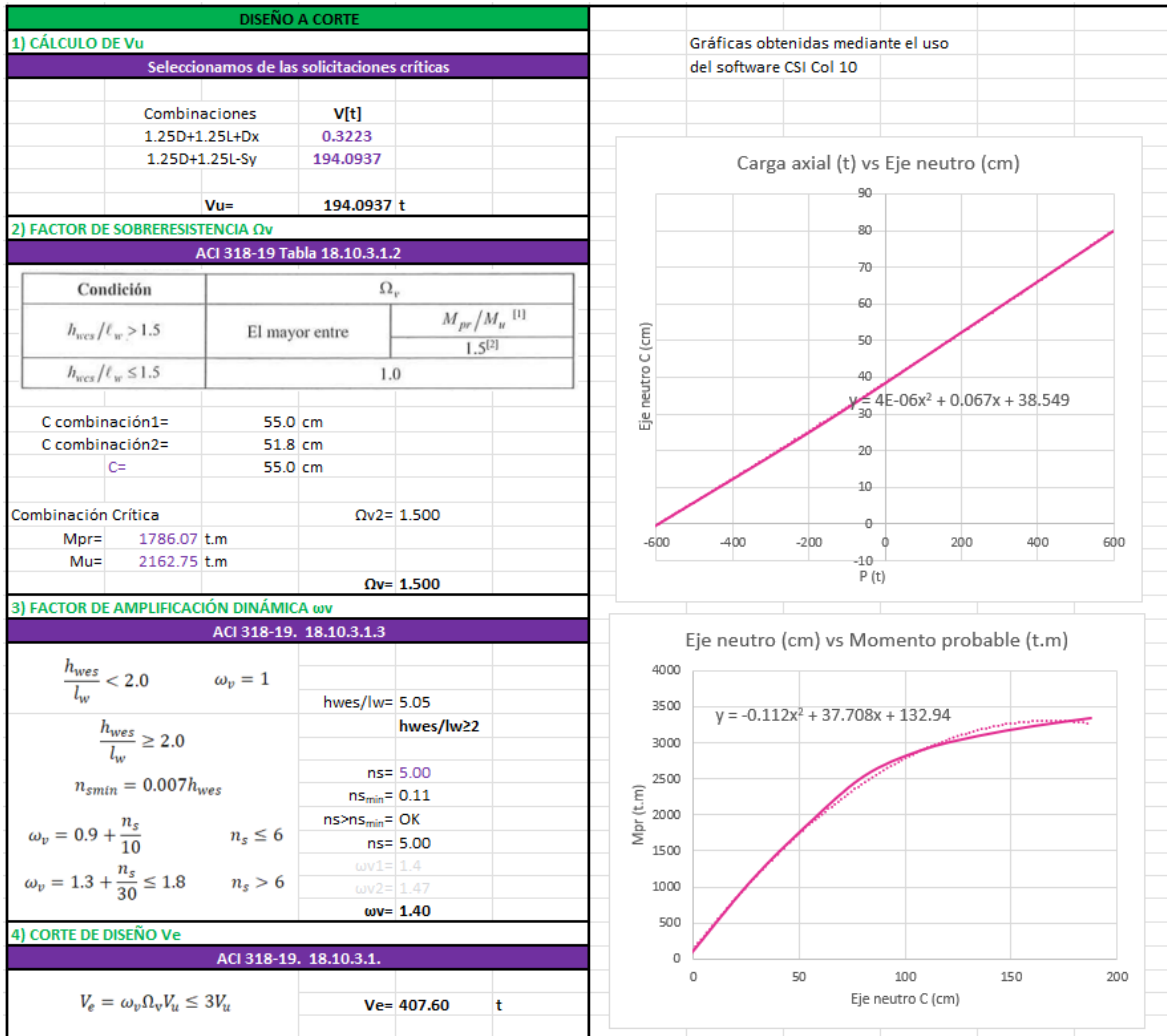


Figura 94. Procedimiento de cálculo de cortante de diseño V_e del muro 2 (A5-A4)

Se realizó el cálculo de b_w mínimo y se comprobó que el b_w asumido sea mayor, se verificó la condición del cortante nominal máximo para un muro sin aberturas y se lo calculó, y se obtuvo el espaciamiento y el área necesaria de refuerzo a corte A_v con lo que se concluyó que son necesarias 3 varillas de 1.4 cm de diámetro cada 16 cm para el muro 2 (A5-A4) como se desarrolla en la Figura 95.

5) VERIFICACIÓN DEL ANCHO MÍNIMO DEL ALMA				
Se compara bw asumido con bw mínimo				
$V_e \leq \phi 5 V_c$ $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w$ $V_e \leq \phi 5 (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w)$				
		bw mínimo=	29.79	cm
		bw asumido=	30	cm
	bw asumido >	bw mínimo		OK
6) CORTANTE NOMINAL Vn				
Vn máximo ACI 318-19. 18.10.4.4				
$V_n = 5 V_c$ $V_{nmax} = 2.65 \sqrt{f'c} * A_{cw}$ $V_{nmax} = 2.12 \sqrt{f'c} * A_{cv}$ $5 V_c = 5 * 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$	Aberturas		No	
	Factor=		2.65	
	5*0.53=		2.65	
	0.8*5*0.53		2.12	
				OK
Vn ACI 318-19. 18.10.4.1				
$\alpha_c = 0.53 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ $\alpha_c = 0.8 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ $V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$ $V_n = V_c + V_s$		$\alpha_c =$	0.53	
		$\alpha_c =$	0.8	
		$\alpha_c =$	0.53	
		A _{cv} =	21000	cm ²
		V _n =	833.7	t
7) REFUERZO DE CORTE				
Av				
$V_e \leq \phi (V_c + V_s)$ $V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$		Ve=	407.60	t
		Vc=	109.45	t
		Vs=	434.02	t
$A_v = \frac{V_s * S}{l_w * F_y}$		S=	15.2	
		Av=	3.31	cm ²
		$\phi_{varilla} =$	1.4	cm
		A _{S_{varilla}} =	1.54	cm ²
		# _{varilla} =	3	
Resumen				
3	$\phi_{varilla}$	1.4	@	16 cm

Figura 95. Verificación del ancho mínimo del alma, cálculo del cortante nominal y del espaciamiento y área de refuerzo a corte para el muro 2 (A5-A4)

Se verificó el requerimiento de cabezales especiales y se comprobó los requerimientos de sus propiedades, así mismo se realizó el diseño de confinamiento para $0.15l_w$ que para este caso se ubica solo en los cabezales y donde se concluyó que son necesarios 5 ramales de 10 mm de diámetro cada 11 cm para los cabezales del muro 2(A5-A4) como se desarrolla en la Figura 96.

8) DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES			
Verificar si requiere cabezales			
	σ_{Max}	1042.48	t/m ²
	σ_{Min}	-856.09	t/m ²
	σ	104.25	kg/cm ²
	$0.2f_c$	42	kg/cm ²
Requiere cabezales			
Propiedades de los cabezales ACI 318-19 18.10.6.4			
a)	C combinación1=	55.0	cm
	C combinación2=	51.8	cm
	C=	55.0	cm
	$L_{confcabezal} = \max\left(c - 0.1l_w; \frac{c}{2}\right)$	C/2=	27.48 cm
		C-0.1lw=	7.46 cm
		$L_{confcabezal}$ =	27.48 cm
b)		b=	75 cm
	$b \geq \frac{h_u}{16}$	hu/16=	20 cm
		b≥hu/16	OK
c)	$b \geq 300mm$	b≥300mm	OK
9) DISEÑO DE CONFINAMIENTO			
Cabezales		Alma (ramas cortas)	
		NO APLICA	
h=	75 cm	Espesor alma=	30 cm
b=	75 cm	Lalma=	0 cm
bc=	67 cm	bc=	0 cm
hc=	67 cm	hc=	0 cm
$\phi_{varilla}$ =	2.8 cm	$\phi_{varilla}$ =	1.4 cm
#varillas=	16	#varillas=	40
$s \leq \left\{\frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10cm\right\}$		$s \leq \{6\phi, 12cm\}$	
S=	11 cm	S=	8.4 cm
$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$		$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Ash1=	2.80 cm ²	Ash1=	0.00 cm ²
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$		$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Ash2=	3.32 cm ²	Ash2=	0.00 cm ²
Ash=	3.32 cm ²	Ash=	0.00 cm ²
#ramales	5	#ramales	0

Figura 96. Requerimiento de cabezales y el cálculo de confinamiento para el muro 2 (A5-A4)

También se comprobó que el espaciamiento vertical tanto de los cabezales como del alma del muro 2(A5-A4) cumpla con las condiciones dadas como se verifica en la Figura 97.

10)CHEQUEO DE ESPACIAMIENTO VERTICAL	
Cabezas	Alma
hx= 12.75 cm	hx= 15.2 cm
$hx \leq \left\{ 35cm, \frac{2}{3}b \right\}$	$hx \leq \left\{ 35cm, \frac{2}{3}b \right\}$
hx= 35.000 cm	hx= 20 cm
OK	OK

Figura 97. Espaciamiento vertical en el muro 2(A5-A4)

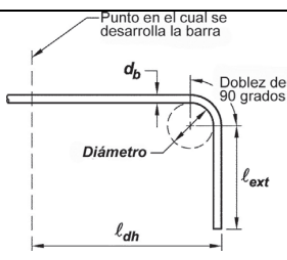
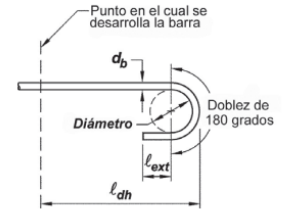
2.8. Detallamiento de planos estructurales

Los planos estructurales son documentos técnicos esenciales para los constructores e ingenieros al momento de realizar la construcción por lo que tienen que contar con la máxima claridad posible misma que se logra colocando varios detalles. Para la normativa ecuatoriana y peruana estos detalles deben cumplir con ciertos parámetros establecidos por el ACI 318-19 y que serán descritos a continuación.

2.8.1. Ganchos estándar para barras a tracción

Según la sección 25.3.1 del ACI 318-19 las dimensiones geométricas como el diámetro mínimo interior de doblado y la longitud de la extensión recta de los ganchos estándar para el desarrollo de varillas corrugadas que están en tracción se encuentran establecidas en la Tabla 46 [18].

Tabla 46. Geometría de ganchos para barras en tracción.

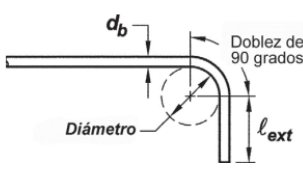
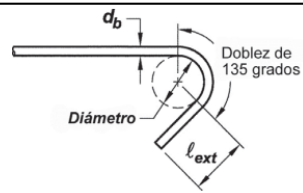
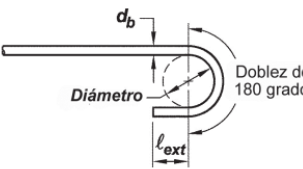
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ¹⁾ ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

Nota: fuente Tabla 25.3.1 de ACI 318-19, p.487.

2.8.2. Ganchos sísmicos para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Según el apartado 25.3.2 del ACI 318-19 el diámetro interior de doblado mínimo y las dimensiones geométricas del gancho estándar para estribos y para los estribos cerrados para confinamiento se encuentran establecidas en la Tabla 47 [18].

Tabla 47. Geometría de ganchos para barras en tracción.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ¹⁾ l_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	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 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

Nota: fuente Tabla 25.3.2 del ACI 318-19, p.488.

2.8.3. Longitudes de desarrollo

Según la sección 25.4.2.1 del ACI 318-19 la longitud de desarrollo l_d de varillas corrugadas que trabajen a tracción debe ser la mayor de 30 cm o la longitud que se calcule de acuerdo con la Tabla 48 [18].

Tabla 48. Longitud de desarrollo de barras corrugadas que trabajen a tracción.

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

Nota: fuente Tabla 25.4.2.3 del ACI 318-19, p.491.

Donde $\lambda, \psi_g, \psi_e, \psi_t$ y ψ_s son factores que modifican la longitud de desarrollo según la sección 25.4.2.5 del ACI 318-19 se encuentran en la Tabla 49 [18].

Tabla 49. Factores que modifican la longitud de desarrollo de barras corrugadas que trabajen a tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] 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)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

Nota: fuente Tabla 25.4.2.5 del ACI 318-19, p.493.

Por tanto, se determina la longitud de desarrollo para un $f_y = 420 \text{ MPa}$ y para los factores de modificación $\lambda = \psi_g = \psi_e = \psi_t = \psi_s = 1$, mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Si } d_b \geq 20\text{mm} \rightarrow L_d = \frac{420}{1,7 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

$$\text{Si } d_b \leq 18\text{mm} \rightarrow L_d = \frac{200}{\sqrt{f'_c}} \cdot d_b$$

Donde f'_c está en MPa.

2.8.3.1. Longitudes de desarrollo de ganchos estándar en tracción

Según el apartado 25.4.3.1 del ACI 318-19 la distancia de desarrollo l_{dh} de varillas corrugadas que trabajen a tracción que finalicen en un gancho estándar debe ser la máxima entre $8d_b$, 150mm y la expresión mostrada a continuación [18]:

$$L_{dh} = \frac{f_y * \psi_e * \psi_r * \psi_o * \psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} * (d_b)^{1.5}$$

Donde f'_c y f_y está en MPa y λ , ψ_e , ψ_r , ψ_o y ψ_c son factores que modifican la longitud de desarrollo según la sección 25.4.3.2 del ACI 318-19 se encuentran en la Tabla 50 [18].

Tabla 50. Factores que modifican la longitud de desarrollo de barras corrugadas que trabajen a tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Confinamiento del refuerzo ψ_r	Para barras No. 36 y menores con $A_{th} \geq 0.4A_{br}$ o $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2]}$	1.0
	Otros	1.6
Ubicación ψ_o	Para barras con gancho No. 36 y menores: (1) que terminan 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 $\geq 6d_b$	1.0
	Otros	1.25
Resistencia del concreto ψ_c	Para $f'_c < 42 \text{ MPa}$	$\frac{f'_c}{105} + 0.6$
	Para $f'_c \geq 42 \text{ MPa}$	1.0

Nota: fuente Tabla 25.4.3.2 del ACI 318-19, p.494.

2.8.4. Traslapes

2.8.4.1. Ubicación de los traslapes

Según la sección 18.6.3.3 del ACI 318-19 las longitudes de los traslapes a tracción en varillas corrugadas que trabajan a tracción no deben ubicarse dentro de los nudos, dentro de una longitud que se extiende a partir de la cara del nudo igual al doble de la altura de la sección transversal de la viga, y dentro de una distancia medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión igual al doble de la altura de la sección transversal de la viga [18].

2.8.4.2. Longitudes de traslapes en varillas corrugadas que trabajan a tracción

Algunos de elementos estructurales tienen refuerzo longitudinal de varillas corrugadas que trabajan a tracción que sobrepasa los 12m por lo requieren de un traslape y según la sección 25.5.3.1 del ACI 318-19 las longitudes de los traslapes a tracción L_{st} está dado por $1.3 L_d$, realizando las mismas consideraciones de los factores que modifican la longitud de desarrollo se tiene las siguientes expresiones [18]:

$$\text{Si } db \geq 20\text{mm} \rightarrow L_{st} = 1.3 * \frac{420}{1,7 \cdot \sqrt{f'c}} \cdot db$$

$$L_{st} = \frac{546}{1,7 \cdot \sqrt{f'c}} \cdot db$$

$$\text{Si } db \leq 18\text{mm} \rightarrow L_{st} = 1.3 * \frac{200}{\sqrt{f'c}} \cdot db$$

$$L_{st} = \frac{260}{\sqrt{f'c}} \cdot db$$

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

Los resultados obtenidos en la metodología usando la NEC-15 para la edificación ubicada en El Oro, Ecuador y usando el RNE Norma E.030 para la edificación ubicada en Tumbes, Perú serán detallados y comparados en los siguientes apartados.

3.1.1 Período fundamental

Según lo estudiado en la NEC-15, se obtuvo el período fundamental de vibración $T = 0.682$ s, mientras que según lo estudiado en la Norma E.030 del R.N.E. se obtuvo un período fundamental de vibración $T = 0.273$ s, como se enseña en la Tabla 51.

Tabla 51. Período fundamental de vibración para las 2 edificaciones

Ubicación Edificación	Norma	Período Fundamental de Vibración T [s]
El Oro, Ecuador	NEC-15	0.682
Tumbes, Perú	RNE E.030	0.273

3.1.2 Modos de vibración

Se verificó que el período en el primer modo obtenido del respectivo modelo para cada edificación y que se muestra en la Tabla 52, además se verificó que en los dos primeros modos de vibración solo ocurra traslación, y en el tercer modo rotación como se muestra en la Tabla 52.

También se calculó el porcentaje de torsión en planta en ambos sentidos y se verificó que este no exceda del 30% para concluir que no existe torsión en planta [22].

Tabla 52. Modos de vibración de ambas edificaciones

Ubicación Edificación	Modo de vibración	Período [s]	Ux	Uy	Rz	% torsión
El Oro, Ecuador	1	0.868	0.8148	0.00001	0.002	0.245
	2	0.832	0.00002	0.817	0.001	0.122
	3	0.744	0.0019	0.0011	0.8216	
Tumbes, Perú	1	0.425	0.7249	0.0001	0	0
	2	0.404	0.0001	0.6854	0.0422	6.157
	3	0.285	0	0.0435	0.6719	

3.1.3 Cortante basal

Se recuerda que se realizó un cambio en el factor básico para reducir las fuerzas sísmicas ya que se modificó el tipo de sistema estructural a muros estructurales en el caso de la estructura emplazada en Perú, se tienen en resumen los parámetros necesarios para el cálculo del cortante basal y espectro elástico de aceleraciones, con la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el edificio ubicado en El Oro y con el RNE Norma E.030 para el edificio ubicado en tumbes, que se puntualizan en la Tabla 53 y Tabla 54, respectivamente.

Tabla 53. Parámetros estudiados para calcular el cortante basal y espectro elástico de aceleraciones con la NEC-15

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Zona V	Z	0.4
Tipo de suelo	C	
Coefficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto	Fa	1.2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.11
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.11
Por suelo tipo E	r	1
Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T = 0.1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador. (Costa)	η	1.8
Factor de importancia	I	1
Regular en elevación	ϕ_e	1
Regular en planta	ϕ_p	1
Impedancia del semi espacio	α	0.9
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8
Coefficiente que depende del tipo de edificio	Ct	0.055
Altura del edificio	hn	16.4
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (s)	To	0.103
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (s)	Tc	0.565
Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos (s)	T _L	2.664
Período fundamental de vibración de la estructura (s)	T	0.682

Tabla 54. Parámetros estudiados para calcular el cortante basal y espectro elástico de aceleraciones con la NEC-15

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR
Factor de Zona 4	Z	0.45
Factor de Suelo	S	1.1
Factor de uso	U	1
Coficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas	R_0	6
Factor de irregularidad en planta	I_p	1
Factor de irregularidad en altura	I_a	1
Coficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas	R	6
Periodo que define la plataforma del factor C	T_p	1
Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante	T_L	1.6
Coficiente para estimar el período fundamental de un edificio	C_T	60
Factor de amplificación sísmica	C	2.5
Altura del edificio	h_n	16.4
Periodo fundamental de Vibración	T	0.273

Con estos parámetros se determinó los espectros elásticos de aceleraciones que se representan en la Figura 98.

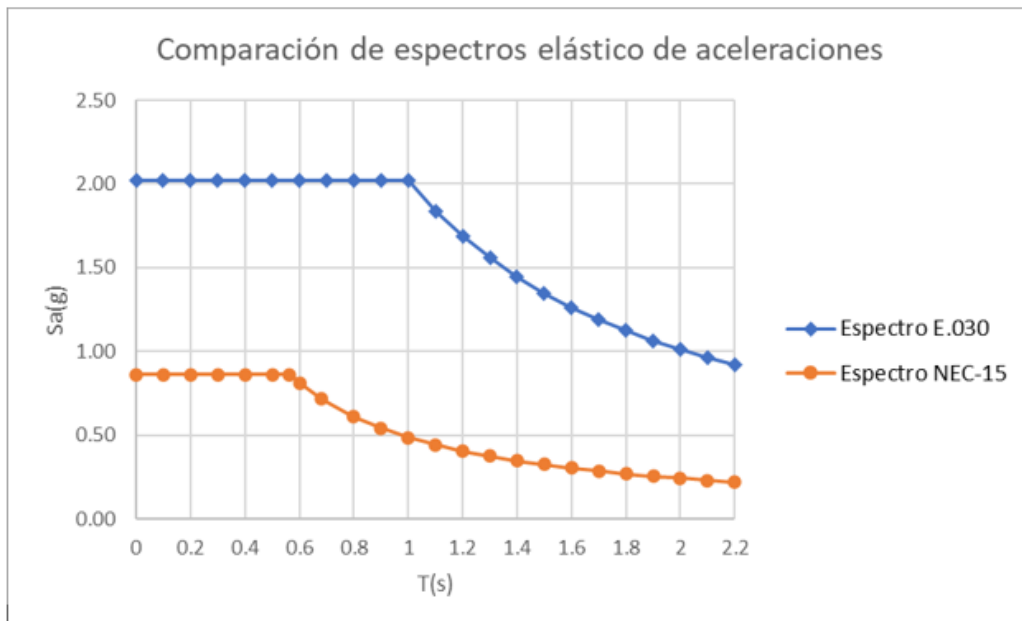


Figura 98. Comparación de espectros elásticos de aceleraciones

Así mismo, se calculó el coeficiente de cortante basal, se lo multiplicó por el peso para la obtención del cortante basal total de la edificación ubicada en Ecuador y para la edificación ubicada en Perú, como se exhibe en la Tabla 55.

Tabla 55. Coeficiente de cortante basal y valor de cortante basal para ambas edificaciones

Ubicación Edificación	Coeficiente de cortante basal	Peso de la estructura [t]	Cortante Basal [t]
El Oro, Ecuador	0.089	1753.71	156.08
Tumbes, Perú	0.206	1951.56	402.02

3.1.4 Derivas de piso

Las derivas de piso obtenidas de la modelación final realizada en ETABS para el edificio que se ubica en Ecuador y para el que se ubica en Perú, se especifican en la Tabla 56.

Tabla 56. Derivas de piso resultantes de ambas edificaciones

Ubicación Edificación	Norma	ΔE	$\Delta M(\%) = \Delta E * R * 0.75 * 100$	Verificación
El Oro, Ecuador	NEC-15	0.002092	1.2552	<2%
		0.00191	1.146	<2%
Tumbes, Perú	RNE E.030	0.001338	0.6021	<0.7%
		0.001495	0.67275	<0.7%

3.1.5 Dimensiones y armados de las secciones diseñadas

A continuación, se resumen los resultados obtenidos de las dimensiones y armados de los elementos estructurales, mismos que estarán plasmados en los planos estructurales para la edificación ubicada en Ecuador y para la ubicada en Perú, que se exhiben en el ANEXO I y ANEXO II, respectivamente.

3.1.5.1. Losas

El diseño de la losa alivianada tanto para el edificio ubicado en Ecuador y en Perú es el mismo, la sección transversal tiene una altura de 21 cm y un espesor de 5 cm para las losas, el alivianamiento tiene por dimensiones 40x20x16 cm, el nervio tiene un ancho de 10 cm, mientras que para el armado se usó varillas corrugadas de 10mm y 12mm y una malla electrosoldada de 3.5mm cada 10 cm.

3.1.5.2. Vigas

En la edificación ubicada en El Oro, Ecuador se trabajó con vigas una sección transversal de 30x50 cm, y en algunos tramos se realizó un cambio de sección que se especifica junto

con el armado correspondiente a cada viga en el resumen de las vigas del eje X mostrado en la Figura 99 y en el resumen de las vigas del eje Y mostrado en la Figura 100. Se tomó estribos de 10 mm para el diseño a corte.

L (m)			A	B		C		D		E			
			3.5	5.5		5.5		3.5					
VIGA EJE 1 y 5 Piso 1,2,3,4													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	ϕ_{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)		16	14	14	14	14	14	14	14	16		
	Nº		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
VIGA EJE 1 y 5 Piso 5													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	ϕ_{inf} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)			14	14	14	14	14	14				
	Nº			1	1	1	1	1	1				
VIGA EJE 2 Piso 1,2,3,4													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	ϕ_{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)		14	16	16	16	16	16	16	16	14		
	Nº		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
VIGA EJE 3 Piso 2													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	ϕ_{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)		14	18	18	16	18	18	18	18	14		
	Nº		2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	
VIGA EJE 3 Piso 1,3,4													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	ϕ_{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)		14	14	14	14	14	14	14	14	14		
	Nº		1	2	2	2	2	2	2	2	1	1	
VIGA EJE 2, 3 y 4 Piso 5													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	ϕ_{inf} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)			16	16	16	16	16	16	16			
	Nº			1	1	1	1	1	1	1			
VIGA EJE 4 Piso 1,2,3,4													
Acero Base	ϕ_{sup} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	ϕ_{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Cambio Sección Transversal													
Refuerzo	ϕ_{sup} (mm)		14	16	16	14	14	16	16	14			
	Nº		1	2	2	2	2	2	2	2	1	1	

Figura 99. Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje X para el edificio ubicado en Ecuador.

			1	2	3	4	5					
L(m)			3	5.5	5.5	4	4					
VIGA EJE A y E Piso 1,2,3,4												
Acero Base	φsup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)		14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Nº		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE A y E Piso 5												
Acero Base	φsup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Nº			1	1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE B Piso 1,2,3												
Acero Base	φsup (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			18	18	18	18	18	18	18	18	18
	Nº			1	1	2	2	2	1	1	1	1
VIGA EJE B Piso 4 y EJE C Piso 1,2,3												
Acero Base	φsup (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Nº			1	1	2	2	2	1	1	1	1
VIGA EJE C Piso 4												
Acero Base	φsup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)		14	18	18	18	18	18	14	14	14	14
	Nº		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE B,C,D Piso 5												
Acero Base	φsup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			14	14	16	16	16	16	16	16	16
	Nº			1	1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE D Piso 1,2												
Acero Base	φsup (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			14	14	16	16	16	16	16	16	16
	Nº			1	1	2	2	2	2	2	2	2
VIGA EJE D Piso 3												
Acero Base	φsup (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			14	14	16	16	16	16	16	16	16
	Nº			1	1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE D Piso 4												
Acero Base	φsup (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal												
Refuerzo	φsup (mm)			14	14	18	18	18	16	16	16	16
	Nº			1	1	1	1	1	1	1	1	1

Figura 100. Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje Y para el edificio ubicado en Ecuador.

En la edificación ubicada en Tumbes, Perú se trabajó con vigas una sección transversal de 30x45 cm, y en algunos tramos se realizó un cambio de sección que se especifica junto con el armado correspondiente a cada viga en el resumen de las vigas del eje X mostrado en la Figura 101 y en el resumen de las vigas del eje Y mostrado en la Figura 102.

L (m)			A	B		C		D		E
			3.5	5.5		5.5		3.5		
VIGA EJE 1 Piso 1,2,3,4,5										
Acero Base	φSup (mm)	16		2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	16		2	2	2	2	2	2	2
Cambio Sección Transversal										
Refuerzo	φSup (mm)			14		14	14		14	14
	Nº			2		2	2		2	2
VIGA EJE 2 Piso 1,2,3,4,5										
Acero Base	φSup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2
Cambio Sección Transversal										
Refuerzo	φSup (mm)		14	16	16		16	16		14
	Nº		1	2	2		2	2		1
VIGA EJE 3 Piso 1,2										
Acero Base	φSup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal					35X60 cm					
Refuerzo	φSup (mm)		14	16	16	14	16	16	16	14
	Nº		1	2	2	1	2	2	2	1
VIGA EJE 3 Piso 3,4										
Acero Base	φSup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal					35X50 cm					
Refuerzo	φSup (mm)		14	16	16	14	14	14	14	14
	Nº		1	2	2	1	2	2	2	1
VIGA EJE 3 y 4 Piso 5										
Acero Base	φSup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2
	φinf (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2
Cambio Sección Transversal										
Refuerzo	φSup (mm)		14	16	16		16	16		14
	Nº		1	2	2		2	2		1
VIGA EJE 4 Piso 1,2,3										
Acero Base	φSup (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal					35X60 cm		35X50 cm			
Refuerzo	φSup (mm)		14	14	14	14	14	14	14	14
	Nº		1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE 4 Piso 4										
Acero Base	φSup (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3
	φinf (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal					35X50 cm		35X50 cm			
Refuerzo	φSup (mm)		14	14	14	16	16	18	18	14
	Nº		1	1	1	1	1	1	1	1
VIGA EJE 5 Piso 1,2,3,4,5										
Acero Base	φSup (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	
	φinf (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	
Cambio Sección Transversal										
Refuerzo	φSup (mm)		16	16	16		16	16		16
	Nº		1	1	1		1	1		1

Figura 101. Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje X para el edificio ubicado en Perú.

		L(m)	1	3	2	5.5	3	5.5	4	4	5
VIGA EJE A Piso 1,2,3,4,5											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	
	ϕ_{inf} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		16		16	16		16	16		16
	Nº		1		1	1		1	1		1
VIGA EJE B Piso 1,2,3											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	ϕ_{inf} (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		14	14		14	14	14	14
	Nº		1		2	2		2	2	1	2
VIGA EJE B Piso 4											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	ϕ_{inf} (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		14	14		14	14	14	14
	Nº		1		2	2		2	2	1	2
VIGA EJE C Piso 1,2,3,4											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	ϕ_{inf} (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		18	18		18	18	18	14
	Nº		1		1	1		1	1	1	1
VIGA EJE B,C,D Piso 5											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	ϕ_{inf} (mm)	18	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		16	16		16	16	16	14
	Nº		1		2	2		2	2	2	1
VIGA EJE D Piso 1,3											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	ϕ_{inf} (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		18	18		18	18	18	14
	Nº		1		1	1		1	1	1	1
VIGA EJE D Piso 2											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	ϕ_{inf} (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		18	18		18	18	18	14
	Nº		1		1	1		1	1	1	1
VIGA EJE D Piso 4											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	18	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	ϕ_{inf} (mm)	16	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)		14		18	18		18	18	18	14
	Nº		1		1	1		1	1	1	1
VIGA EJE E Piso 1,2,3,4,5											
Acero Base	$\phi_{su p}$ (mm)	16			2	2		2	2	2	2
	ϕ_{inf} (mm)	16			2	2		2	2	2	2
Cambio Sección Transversal											
Refuerzo	$\phi_{su p}$ (mm)				14	14		14	14	14	14
	Nº				2	2		2	2	2	2

Figura 102. Resumen de los cambios de secciones y del armado de las vigas en el eje Y para el edificio ubicado en Perú.

3.1.5.3. Columnas

Para las columnas de borde tipo C1 se usó una sección transversal de 55x55 cm con un armado de acero longitudinal de 12 varillas de 22mm, y para las columnas centrales tipo C2 se usó una sección transversal de 65x65cm con un armado de acero longitudinal de 12 varillas de 22mm, esto tanto para la edificación ubicada en Ecuador, como la de Perú, además se presenta la ubicación de las columnas para cada caso en la Tabla 57.

Tabla 57. Resumen de diseño de columnas

Ubicación Edificación	Columna	Ubicación de la columna	Sección	Armado
El Oro, Ecuador	C1	A1-B1-C1-D1-E1-A2-A3-A4 A5-B5-C5-D5-E5-E2-E3-E4	55x55cm	12 ϕ 22mm
	C2	B2-C2-D2-B3-C3-D3 B4-C4-D4	65x65cm	12 ϕ 22mm
Tumbes, Perú	C1	C1-D1-A2-A3 B5-C5-E3-E4	55x55cm	12 ϕ 22mm
	C2	B2-C2-D2-B3-C3-D3 B4-C4-D4	65x65cm	12 ϕ 22mm

3.1.5.4. Muros

Se diseñó 4 muros de los cuales 2 tienen las mismas características, por lo que se ha elaborado un resumen de las secciones y armados utilizados para el diseño de cada muro que se exhibe en la Figura 104. Además, se presenta un esquema de las dimensiones de un muro en la Figura 103.

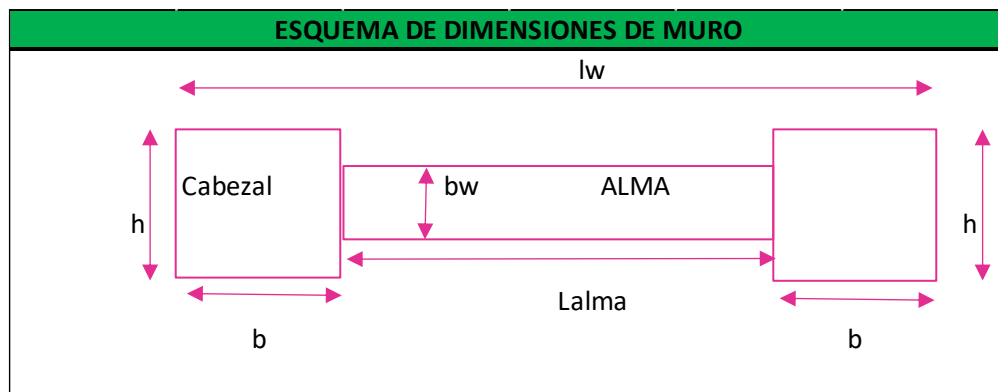


Figura 103. Esquema de dimensiones de un muro

Muro 1 (A1-B1) y Muro 4 (D5-E5)					
lw=	415 cm				
Datos Cabezales		Datos Alma			
h=	65	cm	bw=	30	cm
b=	65	cm	Lalma=	285	cm
r _v =	4	cm	r _v =	4	cm
φ _{Estribo} =	1	cm			
φ _{varilla} =	2.8	cm	φ _{varilla} =	1.4	cm
V(x)=	5		V(x)=	20	
V(y)=	5		V(y)=	2	
#Varillas=	16		#Varillas=	40	
Refuerzo a corte					
	2 φvarilla	14mm	@		14 cm
Confinamiento Cabezales					
	5 ramales	10mm	@		13 cm
Muro 2(A5-A4)					
lw=	475 cm				
Datos Cabezales		Datos Alma			
h=	75	cm	bw=	30	cm
b=	75	cm	Lalma=	325	cm
r _v =	4	cm	r _v =	4	cm
φ _{Estribo} =	1	cm			
φ _{varilla} =	2.8	cm	φ _{varilla} =	1.4	cm
V(x)=	5		V(x)=	20	
V(y)=	5		V(y)=	2	
#Varillas=	16		#Varillas=	40	
Refuerzo a corte					
	3 φvarilla	14mm	@		16 cm
Confinamiento Cabezales					
	5 ramales	10mm	@		11 cm
Muro 3 (E1-E2)					
lw=	375 cm				
Datos Cabezales		Datos Alma			
h=	75	cm	bw=	30	cm
b=	75	cm	Lalma=	225	cm
r _v =	4	cm	r _v =	4	cm
φ _{Estribo} =	1	cm			
φ _{varilla} =	2.8	cm	φ _{varilla} =	1.4	cm
V(x)=	5		V(x)=	20	
V(y)=	5		V(y)=	2	
#Varillas=	16		#Varillas=	40	
Refuerzo a corte					
	3 φvarilla	14mm	@		14 cm
Confinamiento Cabezales					
	5 ramales	10mm	@		11 cm

Figura 104. Secciones y armados de los muros para el edificio que se ubica en Perú

3.1.6. Análisis de costos

3.1.6.1. Rubros

El primer rubro R1 es el hormigón premezclado $f'c$ 210 kg/cm² cuya unidad es metro cúbico m³, cuyas especificaciones técnicas se indican en el ANEXO III y el segundo rubro R2 es el acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² cuya unidad es el kilogramo kg cuyas especificaciones técnicas se señalan en el ANEXO IV.

3.1.6.2. Cantidades de obra

Se detallan las cantidades de obra tanto para la edificación ubicada en El Oro, Ecuador, como para la edificación ubicada en Tumbes, Perú, como se puntualiza en la Tabla 58.

Tabla 58. Cantidades de obra para ambas edificaciones

Ubicación Edificación	Norma	Rubro	Descripción	Cantidad	Unidad
El Oro, Ecuador	NEC-15	HORMIGÓN PREMEZCLADO $f'c$ 210 kg/cm ²	Total	730.63	m³
			Losa	9513.02	kg
		ACERO DE REFUERZO f_y 4200 kg/cm ²	Vigas	17892.58	kg
			Columnas	31193.30	kg
			Total	58598.90	kg
Tumbes, Perú	RNE E.030	HORMIGÓN PREMEZCLADO $f'c$ 210 kg/cm ²	Total	813.15	m³
			Losa	9513.02	kg
		ACERO DE REFUERZO f_y 4200 kg/cm ²	Vigas	16672.21	kg
			Columnas	21481.18	kg
			Muros	26688.78	kg
			Total	74355.19	kg

3.1.6.3. Análisis de precios unitarios

Todos los componentes como son materiales, equipo y mano de obra para el análisis de costos unitarios del primer rubro hormigón premezclado $f'c$ 210 kg/cm² para la edificación ubicada en El Oro, Ecuador se obtuvo de insucons y se lo detalla en la Figura 105 [23].

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		Edificación en El Oro, Ecuador			
NOMBRE OFERENTE:		Jaime Yépez			
CÓDIGO:		R1			
RUBRO:		HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c 210 kg/cm ²			
					UNIDAD: m ³
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.26
Vibrador de manguera	0.16	4.06	0.65	1.00	0.65
Bomba estacionaria (45m Tuberia) Holcim	1.00	12.62	12.62	1.00	12.62
SUBTOTAL M					13.53
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL IHR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	0.32	4.10	1.31	1.00	1.31
Peón (Est. Ocup. E2)	0.72	4.05	2.92	1.00	2.92
Operador de Equipo Liviano (Est. Ocup. D2)	0.16	4.10	0.66	1.00	0.66
Maestro de Obra (Est. Ocup. C2)	0.08	4.33	0.35	1.00	0.35
SUBTOTAL N					5.23
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
H. Premezclado f'c 210 kg/cm ² -19mm-13cm-28d Holcim (incluye transporte)	m ³	1.000	119.520	119.520	
SUBTOTAL O					119.520
TOTAL COSTO DIRECTO					138.28
INDIRECTOS %					0.000% 0.00
UTILIDAD %					0.000% 0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					138.28
FECHA: 01/08/2023					VALOR OFERTADO: 138.28

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Figura 105. APU hormigón premezclado f'c210 kg/cm² para Ecuador

Nota: Valores obtenidos de insucons, valor ofertado en dólares.

Todos los componentes como son materiales, equipo y mano de obra para el análisis de costos unitarios del segundo rubro para la edificación ubicada en la provincia de El Oro, Ecuador se obtuvo de insucons y se lo detalla en la Figura 106 [24].

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		Edificación en El Oro, Ecuador			
NOMBRE OFERENTE:		Jaime Yépez			
CÓDIGO:		R2			
RUBRO:		ACERO DE REFUERZO fy 4200kg/cm2			
					UNIDAD: kg
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL IHR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	1.00	4.10	4.10	0.05	0.21
Peón (Est. Ocup. E2)	1.00	4.05	4.05	0.05	0.20
SUBTOTAL N					0.41
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre de amarre #18	kg	0.50	1.530	0.765	
Acero de refuerzo fy 4200kg/cm2	kg	1.05	0.810	0.851	
SUBTOTAL O					1.616
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO					2.04
INDIRECTOS %				0.000%	0.00
UTILIDAD %				0.000%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.04
FECHA: 01/08/2023					VALOR OFERTADO: 2.04

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Figura 106. APU acero fy 4200 kg/cm² para Ecuador

Nota: Valores obtenidos de insucons, valor ofertado en dólares.

Todos los componentes como son materiales, equipo y mano de obra para el análisis de costos unitarios del primer rubro hormigón premezclado f'c210 kg/cm² para la edificación ubicada en Tumbes, Perú se obtuvo de CYPE generador de precios en Perú y se lo detalla en la Figura 107 [25].

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		Edificación en Tumbes, Perú			
NOMBRE OFERENTE:		Jaime Yépez			
CÓDIGO:		R1			
RUBRO:		HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c 210 kg/cm ²			
					UNIDAD: m ³
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (2% mano de obra)					7.22
Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de concreto.	0.16	556.63	90.17	1.00	90.17
SUBTOTAL M					97.40
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL IHR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operario	0.12	29.83	3.43	1.00	3.43
Oficial	0.46	20.71	9.42	1.00	9.42
SUBTOTAL N					12.85
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Concreto f'c=210 kg/cm ² (21 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, sin requerimiento de permeabilidad, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.060.	m ³	1.050	245.870	258.164	
SUBTOTAL O					258.164
TOTAL COSTO DIRECTO					368.41
INDIRECTOS %					0.000% 0.00
UTILIDAD %					0.000% 0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					368.41
VALOR OFERTADO [S/.]:					368.41
VALOR OFERTADO [\$]:					99.47
FECHA: 07/08/2023					

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Figura 107. APU hormigón premezclado f'c210 kg/cm² para Perú

Nota: Valores obtenidos de CYPE generador de precios en Perú. Valores en soles peruanos, con excepción del último valor ofertado que se encuentra en dólares.

Todos los componentes como son materiales, equipo y mano de obra para el análisis de costos unitarios del segundo rubro para la edificación ubicada en Tumbes, Perú se obtuvo de la plataforma digital única del Estado Peruano y se lo detalla en la Figura 108 [26].

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DE PROYECTO:		Edificación en Tumbes, Perú			
NOMBRE OFERENTE:		Jaime Yépez			
CÓDIGO:		R2			
RUBRO:		ACERO DE REFUERZO fy 4200kg/cm ²			
					UNIDAD: kg
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (3% mano de obra)					0.04
SUBTOTAL M					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL IHR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operario	1.00	24.32	24.32	0.032	0.78
Oficial	1.00	19.19	19.19	0.032	0.61
SUBTOTAL N					1.39
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Alambre negro reconocido N°16	kg	0.06	6.780	0.407	
Acero corrugado fy 4200kg/cm ²	kg	1.05	4.020	4.221	
SUBTOTAL O					4.628
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M)					6.06
INDIRECTOS %				0.000%	0.00
UTILIDAD %				0.000%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					6.06
VALOR OFERTADO [S/.]:					6.06
VALOR OFERTADO [\$]:					1.64

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Figura 108. APU acero fy 4200 kg/cm² para Perú

Nota: Valores obtenidos de la plataforma digital única del Estado Peruano. Valores en soles peruanos, con excepción del último valor ofertado que se encuentra en dólares.

3.1.7. Presupuesto de la edificación

El presupuesto referencial del edificio ubicado en la provincia de El Oro, Ecuador, es de 220573.16 dólares, como se detalla en la Figura 109.

PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN					
NOMBRE DE PROYECTO:		Edificación en El Oro, Ecuador			
NOMBRE OFERENTE:		Jaime Yépez			
CÓDIGO	RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL [S.]
R1	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c210kg/cm2	730.63	m3	138.28	101031.40
R2	ACERO DE REFUERZO fy 4200kg/cm2	58598.90	kg	2.04	119541.76
TOTAL COSTO DIRECTO					220573.16
INDIRECTOS %					0.000%
UTILIDAD %					0.000%
VALOR OFERTADO:					\$220,573.16
FECHA: 01/08/2023					
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					

Figura 109. Presupuesto referencial del edificio emplazado en El Oro, Ecuador.

El presupuesto referencial de la edificación ubicada en Tumbes, Perú es de 202544.57 dólares, como se detalla en la Figura 110.

PRESUPUESTO DE LA EDIFICACIÓN						
NOMBRE DE PROYECTO:		Edificación en Tumbes, Perú				
NOMBRE OFERENTE:		Jaime Yépez				
CÓDIGO	RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNIT.	P. TOTAL[S.]	PRECIO TOTAL[S.]
R1	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c210kg/cm2	813.15	m3	368.41	299572.59	80884.60
R2	ACERO DE REFUERZO fy 4200kg/cm2	74355.19	kg	6.06	450592.47	121659.97
TOTAL COSTO DIRECTO					750165.06	202544.57
VALOR OFERTADO:					750165.06	\$202,544.57
FECHA: 01/08/2023						
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA						

Figura 110. Presupuesto referencial del edificio ubicado en Tumbes, Perú.

Nota: Los valores de precios no especificados se encuentran en soles.

3.2. Conclusiones

Al realizar el diseño sismorresistente del mismo edificio de 5 pisos que será de hormigón armado, que tuvo 2 sitios de emplazamientos el primero en El Oro, Zona V de Ecuador y el segundo en Tumbes, Zona 4 de Perú, se utilizó la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15) y el Reglamento Nacional de Edificaciones (N.T.E Norma E.030), respectivamente, además de los parámetros establecidos en el ACI 318-19.

Al realizar el diseño de la losa para el edificio emplazado en Ecuador y para el de Perú se concluyó que el mismo diseño tanto de las secciones de la losa alivianada como del armado de esta, con la inclusión de la malla electrosoldada se pudo satisfacer la primera combinación de cargas de la normativa ecuatoriana y de la peruana.

Las solicitaciones críticas de las columnas tanto para el modelo de Ecuador como para el de Perú, pasan con un gran margen y por eso se trabajó con una cuantía poco mayor al 1%, en conclusión, las dimensiones usadas de las columnas para ambos modelos fueron seleccionadas para compensar otros requerimientos de la edificación en sí, tales como las derivas de piso, mas no para satisfacer el diseño a flexo-compresión mismo que pasa ampliamente.

La incorporación de muros en el modelo del edificio emplazado en Perú se obtuvo una reducción en los momentos requeridos en las vigas, siendo estos menores a los generados en el modelo de Ecuador pese a que las combinaciones de la normativa peruana son más críticas por lo que se concluye que la inclusión de muros contribuyó a la distribución de cargas y resistencia general del sistema estructural teniendo así una diferencia en las dimensiones de las secciones transversales de las vigas pues la mayoría de las vigas que se empleó para el modelo de Ecuador son de 30X50 cm con excepción de los vanos críticos, mientras que para el modelo de Perú se emplearon secciones de 30X45 cm, con excepción de los vanos críticos.

Las aceleraciones de diseño de los espectros de respuesta para la edificación ubicada en Ecuador representan alrededor del 42% de las aceleraciones de los espectros de respuesta para la edificación ubicada en Perú, por tanto, se evidencia la calidad de exigencia en la normativa peruana para cumplir con la filosofía de diseño enfocada en la protección de las vidas humanas ante un evento sísmico pues mientras mayor sean las aceleraciones del espectro de diseño mayores serán las aceleraciones críticas de un evento sísmico cualquiera que el diseño pueda aceptar.

Se encontró una gran diferencia entre el coeficiente del cortante basal obtenido para la edificación situada en Ecuador y la situada en Perú, pues el coeficiente del cortante basal en Ecuador igual a 0.089 representa escasamente el 43.2% del 0.206 de Perú, sin embargo, al obtener el cortante basal total que incluya el peso de la estructura el porcentaje disminuye aún más llegando hasta el 38%, esto se debe a que por definición el cortante basal es directamente proporcional al peso de la estructura, y al incluir muros en la edificación de Perú el peso propio de la estructura incrementó.

Al realizar una comparación en el diseño y modelación de ambos edificios, el procedimiento ha resultado casi igual, sin embargo por los requerimientos de la normativa peruana especialmente de derivas, ha sido necesario cambiar la configuración estructural del edificio emplazado en Perú, pórtico a una de muros estructurales, para lo cual se ha realizado la respectiva verificación de que en efecto así sea por medio del análisis del

porcentaje del cortante basal actuante sobre los muros siendo 74.32% para la dirección X y 94.62% para la dirección Y.

Nótese que el porcentaje de derivas de piso inelásticas obtenidas en el modelo para Ecuador son 1.255% y 1.146% para X y Y, respectivamente, mientras que para el modelo de Perú se obtuvo derivas de 0.602% y 0.673% para X y Y, respectivamente, estos resultados se atribuyen esencialmente a la normativa pues el límite máximo de derivas de piso para Ecuador es del 2% y para Perú es del 0.7% , por lo que se vuelve a demostrar lo antes mencionado en cuanto a la seguridad y filosofía de diseño que presenta la normativa peruana.

En los dos primeros modos de vibración tanto para el modelo en Ecuador como para el modelo en Perú, se tiene que el movimiento es netamente traslacional, pues existe un dominio del porcentaje de masa modal en el primer modo en el sentido del eje X, de igual manera en el segundo modo predomina el porcentaje de masa en el sentido del eje Y, por lo que se concluye que existe similitud entre los dos modelos en cuanto a la rigidez en esas direcciones

Al comparar los presupuestos referenciales de las edificaciones en las provincias de El Oro, Ecuador, y Tumbes, Perú, queda evidente la influencia de la ubicación de emplazamiento de la edificación pues no solo varía la normativa de diseño y las cantidades de obra obtenidas del mismo, sino también los costos de construcción. Aunque en ambas edificaciones se tienen especificaciones técnicas similares en los rubros, los costos unitarios presupuestados difieren significativamente, pues el precio unitario del metro cúbico para Perú es menor por 38.81 dólares al de Ecuador, y el precio por kg de acero para Ecuador es menor por 0.4 dólares al de Ecuador, estas diferencias pueden atribuirse a factores como la disponibilidad local de materiales, costos de transporte y mano de obra, regulaciones gubernamentales y condiciones económicas específicas de cada región, y contribuyen a que el presupuesto referencial para Perú es un 8.17% menor al de Ecuador equivalente a 18028.59 dólares, esto pese a que se tenga 82.52m³ de hormigón y 15756.29 kg de acero más que en la edificación de Ecuador.

3.3. Recomendaciones

Sería recomendable que la normativa ecuatoriana NEC -15 tome en cuenta las normativas de los países vecinos y/o se realicen estudios que permitan determinar si en realidad las normas establecidas son capaces de garantizar la filosofía de diseño propuesta en ella, ya que Ecuador se encuentra en una zona muy propensa a la ocurrencia de eventos sísmicos, por lo que lo más óptimo sería replantear la norma basándose en sismos ocurridos en el

país de los cuales se tenga registro, a pesar de que esto influya directamente en los presupuestos de las estructuras.

Para el diseño de los elementos estructurales como vigas y losas es preferible simplificarlo comparando los momentos requeridos y verificando que un armado para un elemento puede satisfacer las solicitaciones de otro, obteniendo así menos diseños y haciendo más cómodos los planos estructurales para el momento de la construcción.

Se debe tener mucho cuidado en la selección de los valores de los distintos parámetros para la obtención del espectro de respuesta y del cortante basal, dando relevancia a la clasificación del suelo, pues dependiendo del tipo de suelo se seleccionarán varios parámetros, por lo que es de gran importancia realizar un estudio lo suficientemente minucioso para la selección del tipo de suelo, además del tipo de configuración estructural que tenga la edificación pues de esto dependen algunos factores y uno de ellos es de los más importantes en la determinación del cortante basal, el factor de reducción de resistencia R .

En la presente tesis se ha desarrollado una memoria de cálculo estructural casi completa, pero se recomienda que en caso de ser necesario un estudio más profundo se incluya el diseño de cimentaciones y un estudio de suelos. De igual manera en lo referente al estudio del presupuesto se podría hacer un estudio más detallado en cuanto al análisis de precios unitarios, pues en la presente tesis se ha seleccionado únicamente los 2 rubros más representativos correspondientes al hormigón premezclado y al acero, y se podría incluir encofrado y separar el rubro del hormigón premezclado para cada uno de los elementos estructurales.

4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Naciones Unidas, «Noticias ONU,» Naciones Unidas, 3 Enero 2020. [En línea]. Available: <https://news.un.org/es/story/2020/01/1467501#:~:text=La%20costa%20occidental%20de%20Am%C3%A9rica,%20Nicaragua%20y%20el%20Salvador..> [Último acceso: 1 Enero 2023].
- [2] I. Perez, «Cinturón de Fuego, zona de sismos y volcanes,» CienciaUNAM, 12 Noviembre 2018. [En línea]. Available: <https://ciencia.unam.mx/leer/807/cinturon-de-fuego-zona-de-sismos-y-volcanes->. [Último acceso: 2 Enero 2023].
- [3] Instituto Geofísico EPN, «Informe Sísmico Especial N. 13 - 2016. Informe técnico del sismo de Pedernales,» IG EPN, 2016. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1317-informe-sismico-especial-n-13-2016>.
- [4] H. Tavera, «Sismo de Lagunas del 26 de mayo del 2019 (M8.0): aspectos sismológicos,» Instituto Geofísico del Perú, Lima, 2019.
- [5] Hikersbay, «Terremotos cerca de Machala,» 2023. [En línea]. Available: <http://hikersbay.com/earthquakes/ecuador/machala?lang=es>.
- [6] Volcano Discovery, «Terremoto mayor magnitud 7.3 - 21 km W of Tumbes, Peru, sábado, 12 dic. 1953 17:31,» 2023. [En línea]. Available: <https://www.volcanodiscovery.com/es/sismos/informe-sismo/2944131/mag7quake-Dec-12-1953-Peru-Ecuador-border-region.html>.
- [7] NEC-15, NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico -Diseño Sismo Resistente, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, pp. 53-58.
- [8] NEC-15, NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico -Diseño Sismo Resistente, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, p. 40.
- [9] NEC-15, NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico -Diseño Sismo Resistente, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, pp. 27-38.
- [10] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la Construcción, 2020, pp. 9-11.
- [11] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Lima: Servicio Nacional de la Capacitación para la Industria de la Construcción, 2020, pp. 26-29.
- [12] L. Chaguay, «Estudio de suelo, informe geotécnico: Elaboración de plan de mediano plazo para el mejoramiento del sistema de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Machala, provincia de El Oro,» Laboratorio de suelos & ingeniería de cimentaciones, Machala, 2013.
- [13] J. Casma, «Estudio de suelos para la implementación de juzgados de paz letrados en las zonas de frontera, Comisaría de Aguas Verdes,» Reg. C.I.P. N° 66895, Aguas Verdes, 2007.

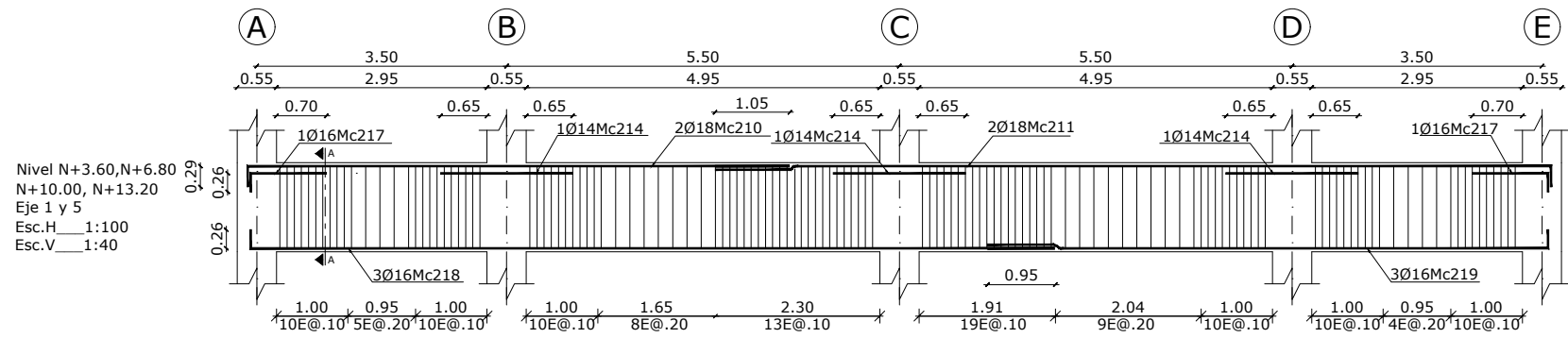
- [14] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la construcción, 2020, pp. 16-19.
- [15] H. Alejandro, «Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador f_c : 21, 24, 28, 35 MPa.,» Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2014.
- [16] Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060 Concreto Armado, Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la construcción., 2020, pp. 62-65.
- [17] NEC-15, NEC-SE-GS, Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmicas), Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, pp. 18-19.
- [18] American Concrete Institute , ACI 318-19 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.
- [19] NEC-15, NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Hormigón Armado, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014, pp. 33-34.
- [20] D. Sosa, Notas de Clases de Diseño de Proyectos Estructurales, Quito : Escuela Politécnica Nacional , 2022.
- [21] American Concrete Institute, ACI 318-63 Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Michigan: American Concrete Institute, 1963, pp. 133-136.
- [22] C. Medina y P. Placencia, «Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador,» Revista Politécnica, 2017.
- [23] insucons, « APU de Hormigón premezclado en losas y vigas $f_c= 210 \text{ kg/cm}^2$,» insucons, 2023. [En línea]. Available: <https://www.insucons.com/ec/analisis-precio-unitario/hh/hormigones-en-estructuras/17788/hormigon-premezclado-en-losas-y-vigas-fc-210-kgcm2>.
- [24] insucons, «APU de Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$,» insucons, 2023. [En línea]. Available: <https://www.insucons.com/ec/analisis-precio-unitario/hh/acero-de-refuerzo/17002/acero-de-refuerzo-fy4200-kgcm2>.
- [25] CYPE Ingenieros, «Generador de Precios. Espacios Urbanos, Perú.,» CYPE, 2023. [En línea]. Available: http://www.peru.generadordeprecios.info/espacios_urbanos/calculaprecio.asp?Valor=2|0_0_0_0|4|ENH030|cha_enh_030:_3c5_0_1c6_0_1_0_1_0_5_0.
- [26] O. Taboada, «Plataforma digital única del Estado Peruano,» gob.pe, 2022. [En línea]. Available: <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/3583110/8.%20ANALISIS%20DE%20PRECIOS%20UNITARIOS.pdf.pdf>.

5. ANEXOS

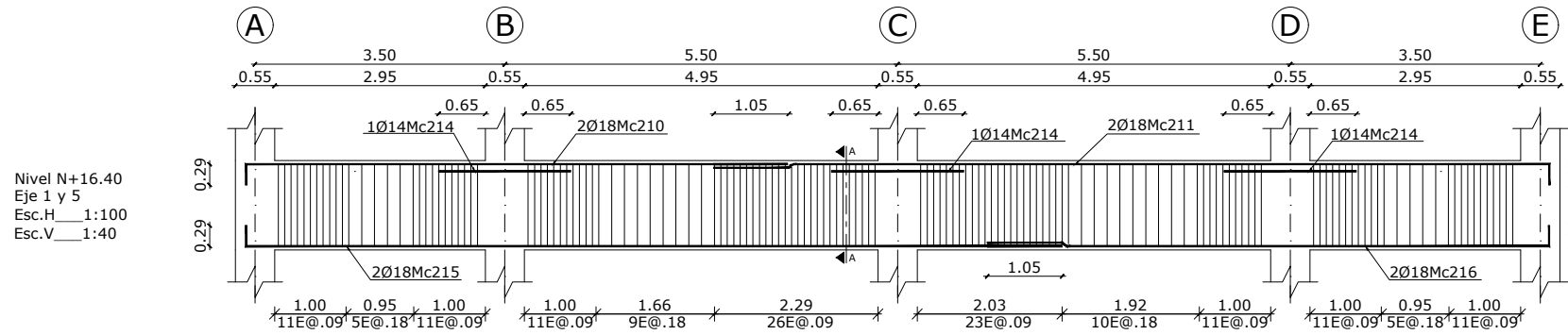
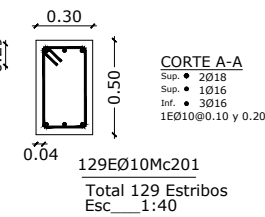
En el ANEXO I se exhiben los planos estructurales correspondientes al edificio ubicado en El Oro, Ecuador y en el ANEXO II se exhiben los planos estructurales correspondientes al edificio ubicado en Tumbes, Perú.

ANEXO I

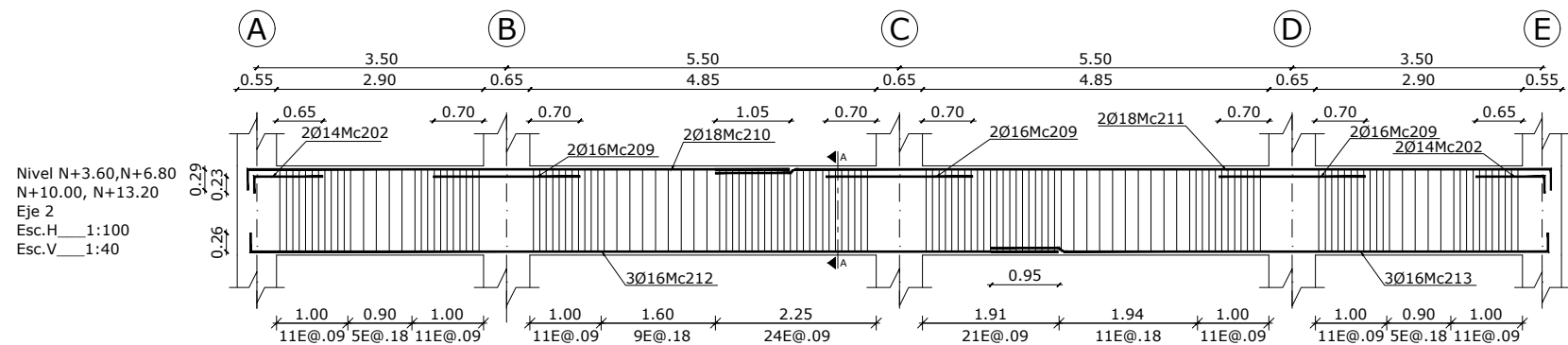
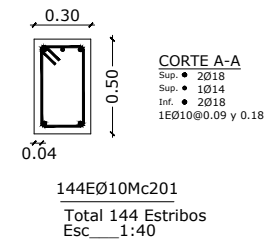
Se presentan los planos estructurales correspondientes al edificio ubicado en El Oro, Ecuador.



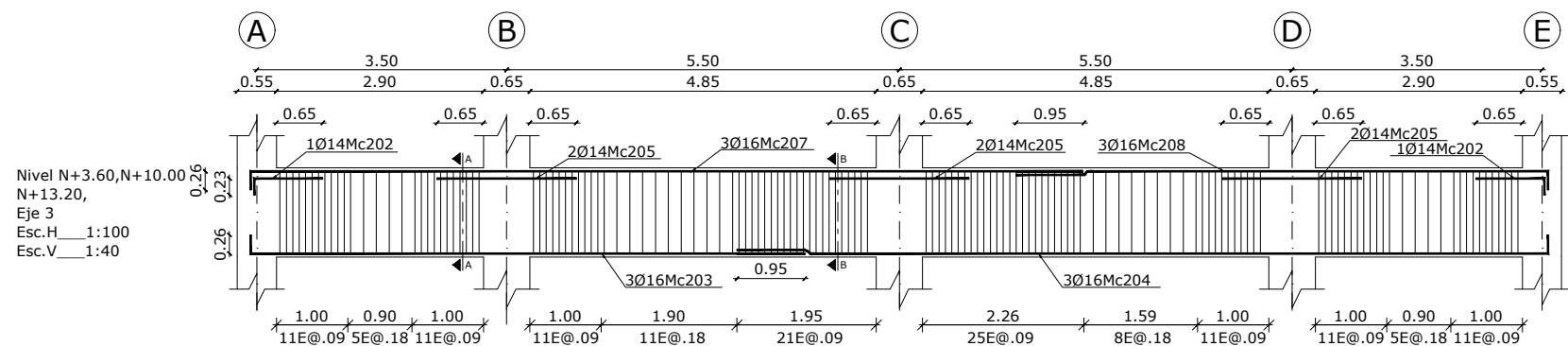
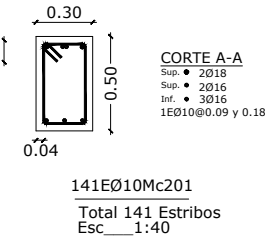
Nivel N+3.60 a N+13.20 - Ejes 1 y 5
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



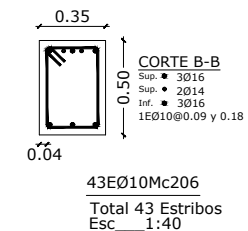
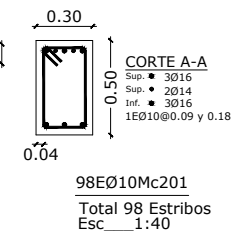
Nivel N+16.40 - Ejes 1 y 5
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Nivel N+3.60 a N+13.20 - Eje 2
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Nivel N+3.60, N+10.00, N+13.20 - Eje 3
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



PLANILLA DE ACEROS

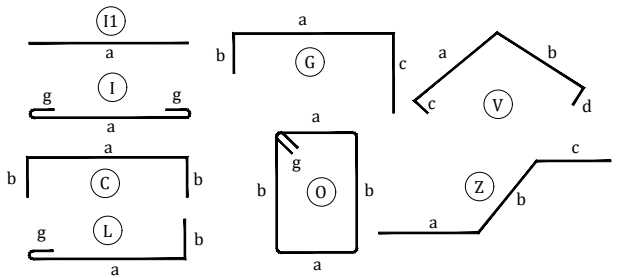
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
Marca	200											
201	O	10	2178	0.22	0.42	-	-	0.11	1.50	3267	2015.7	
202	L	14	22	0.96	0.23	-	-	-	1.19	26.18	31.6	
203	L	16	9	7.76	0.26	-	-	-	8.02	72.18	113.9	
204	L	16	9	11.36	0.26	-	-	-	11.62	104.58	165.0	
205	I1	14	18	1.95	-	-	-	-	1.95	35.1	42.4	
206	O	10	129	0.27	0.42	-	-	0.11	1.60	206.4	127.4	
207	L	16	9	11.67	0.26	-	-	-	11.93	107.37	169.4	
208	L	16	9	7.45	0.26	-	-	-	7.71	69.39	109.5	
209	I1	16	24	2.05	-	-	-	-	2.05	49.2	77.6	
210	L	18	28	7.60	0.29	-	-	-	7.89	220.92	441.4	
211	L	18	28	11.70	0.29	-	-	-	11.99	335.72	670.8	
212	L	16	12	11.32	0.26	-	-	-	11.58	138.96	219.3	
213	L	16	12	7.80	0.26	-	-	-	8.06	96.72	152.6	
214	I1	14	30	1.85	-	-	-	-	1.85	55.5	67.0	
215	L	18	4	11.43	0.29	-	-	-	11.72	46.88	93.7	
216	L	18	4	7.87	0.29	-	-	-	8.16	32.64	65.2	
217	L	16	16	1.06	0.26	-	-	-	1.32	21.12	33.3	
218	L	16	24	11.27	0.26	-	-	-	11.53	276.72	436.7	
219	L	16	24	7.85	0.26	-	-	-	8.11	194.64	307.1	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	3473	-	117	1131	636	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	2143	-	141	1785	1271	-	-	-	-	-

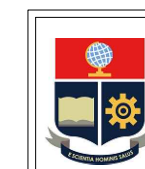
Wtot (Kg) = 5340
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2

TIPOS DE ACEROS:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS (m)
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz Fecha: Agosto 2023

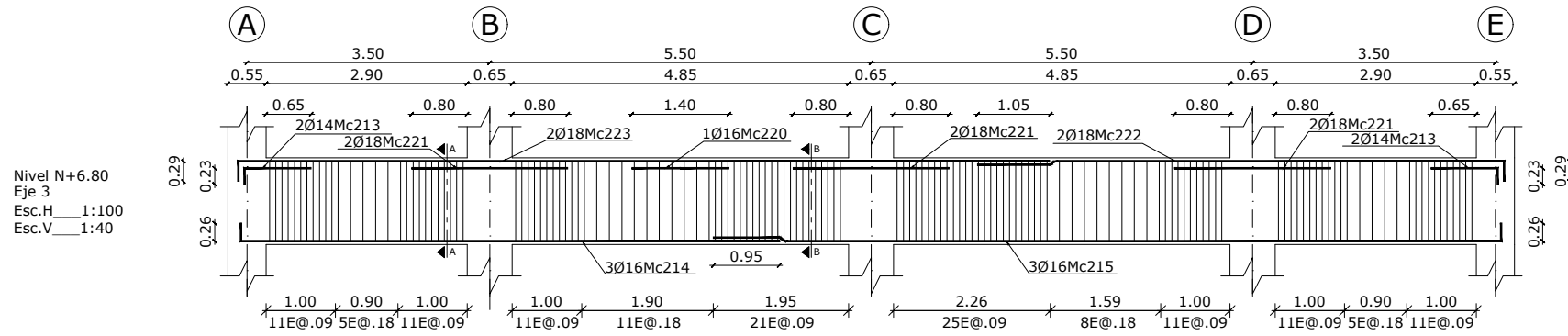
Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc. Escala: Indicadas

Lámina:

EC
1/7

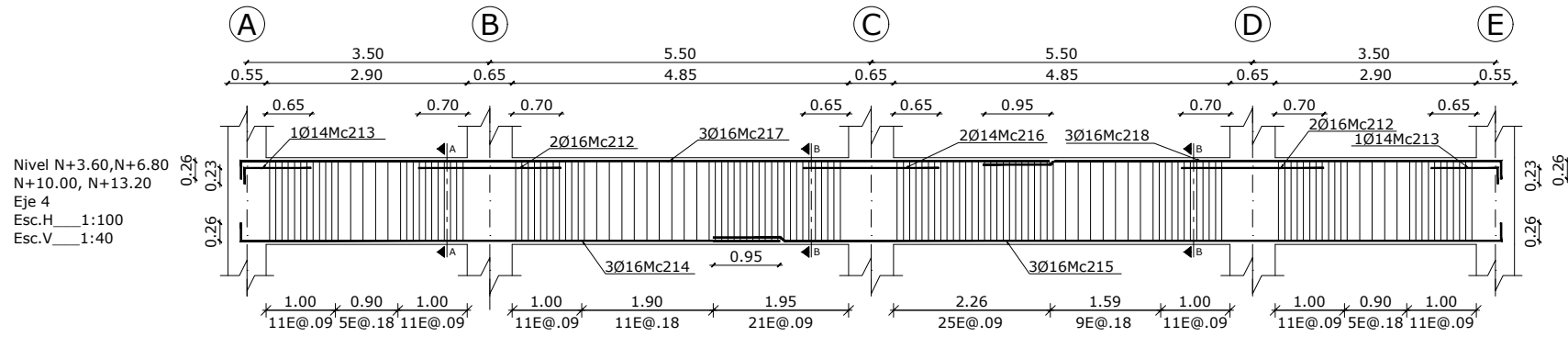
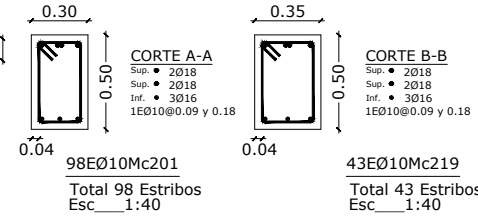
Contenido:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.



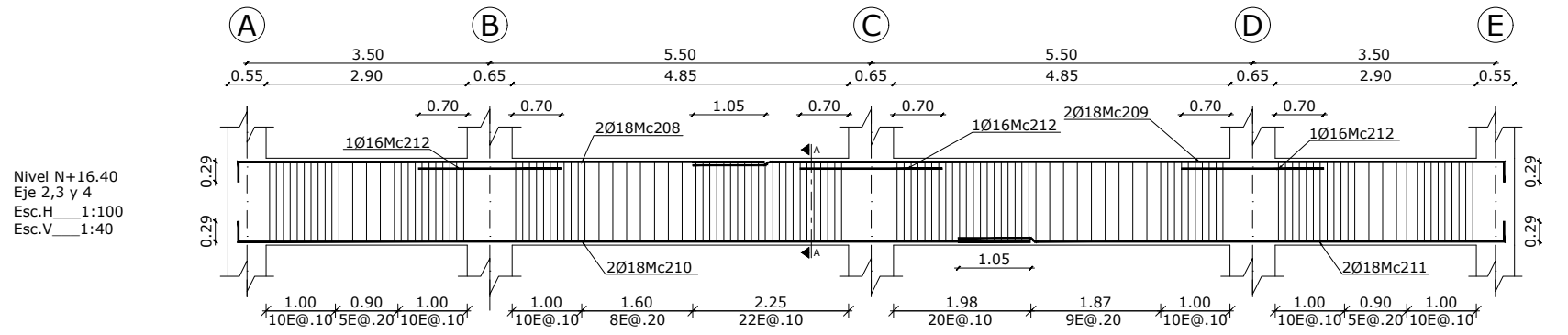
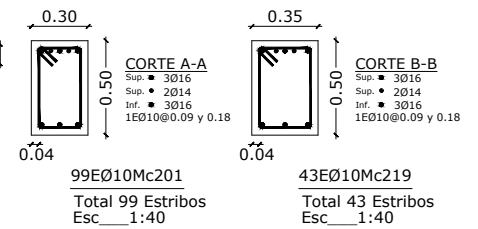
Nivel N+6.80
Eje 3
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+6.80 - Eje 3
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



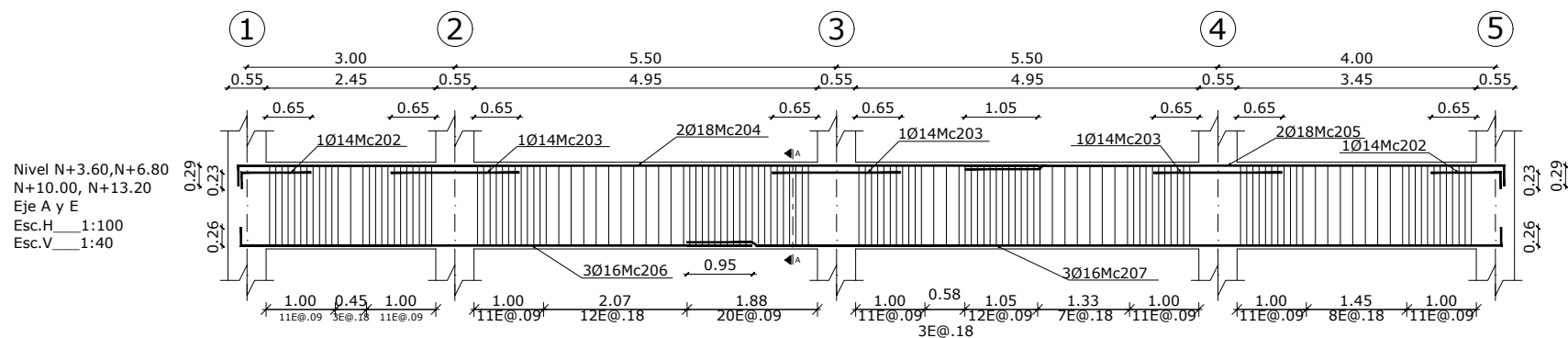
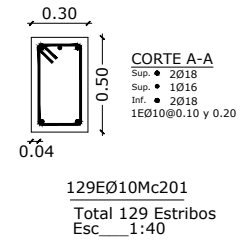
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20
Eje 4
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60 a N+13.20 - Eje 4
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



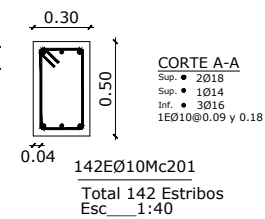
Nivel N+16.40
Ejes 2,3 y 4
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+16.40 - Ejes 2,3 y 4
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20
Ejes A y E
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60 a N+13.20 - Ejes A Y E
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
Marca	200											
201	O	10	1449	0.22	0.42	-	-	0.11	1.50	2173.5	1341.1	-
202	L	14	8	1.00	0.23	-	-	-	1.23	9.84	11.9	-
203	II	14	12	1.85	-	-	-	-	1.85	22.2	26.8	-
204	L	18	8	11.52	0.29	-	-	-	11.81	94.48	188.8	-
205	L	18	8	7.78	0.29	-	-	-	8.07	64.56	129.0	-
206	L	16	12	7.34	0.26	-	-	-	7.60	91.2	143.9	-
207	L	16	12	11.74	0.26	-	-	-	12	144	227.2	-
208	L	18	6	7.60	0.29	-	-	-	7.89	47.34	94.6	-
209	L	18	6	11.70	0.29	-	-	-	11.99	71.94	143.7	-
210	L	18	6	11.43	0.29	-	-	-	11.72	70.32	140.5	-
211	L	18	6	7.87	0.29	-	-	-	8.16	48.96	97.8	-
212	II	16	25	2.05	-	-	-	-	2.05	51.25	80.9	-
213	L	14	12	0.96	0.23	-	-	-	1.19	14.28	17.3	-
214	L	16	15	7.76	0.26	-	-	-	8.02	120.3	189.8	-
215	L	16	15	11.36	0.26	-	-	-	11.62	174.3	275.1	-
216	II	14	8	1.95	-	-	-	-	1.95	15.6	18.8	-
217	L	16	12	11.67	0.26	-	-	-	11.93	143.16	225.9	-
218	L	16	12	7.45	0.26	-	-	-	7.71	92.52	146.9	-
219	O	10	215	0.27	0.42	-	-	0.11	1.60	344	212.3	-
220	L	16	1	0.70	0.70	-	-	-	1.40	1.4	2.2	-
221	II	18	6	2.25	-	-	-	-	2.25	13.5	27.0	-
222	L	18	2	7.59	0.29	-	-	-	7.88	15.76	31.5	-
223	L	18	2	11.71	0.29	-	-	-	12	24	48.0	-

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	2518	-	62	818	451	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	1553	-	75	1291	901	-	-	-	-	-
Wtot (Kg)	-	3820	-	-	-	-	-	-	-	-	-
HORMIGON f'c	-	210 Kg/cm2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ACERO fy	-	4200 Kg/cm2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TIPOS DE ACEROS:

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
 ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc.

Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

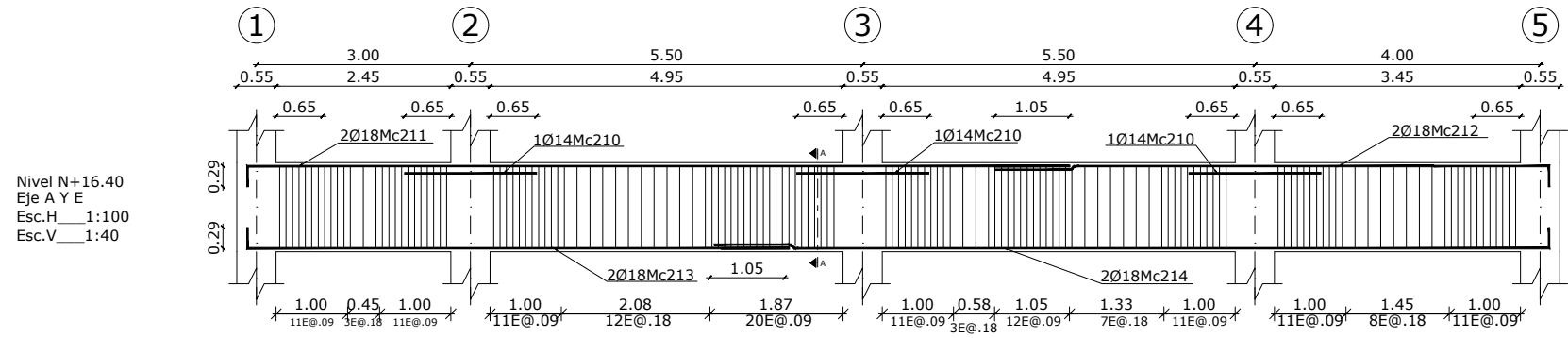
Lámina:

EC

2/7

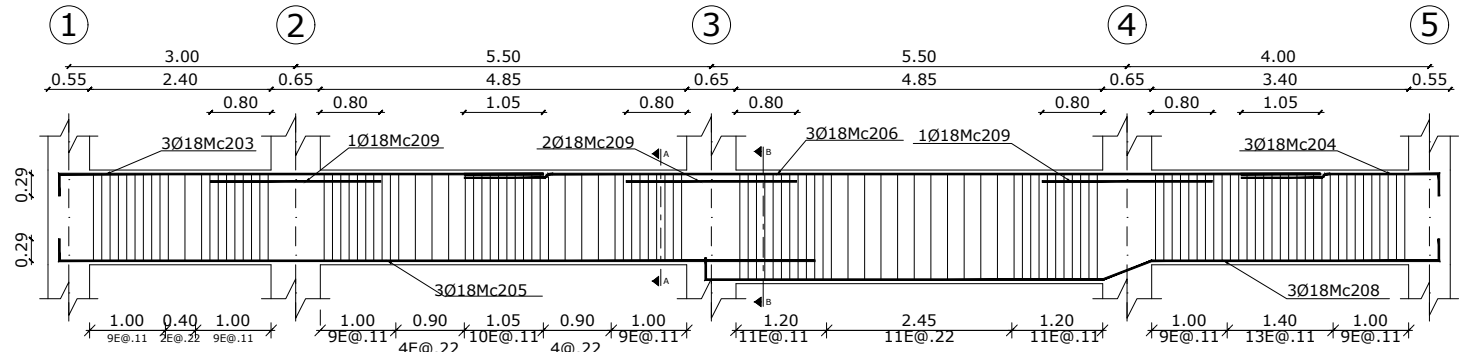
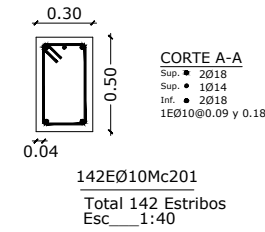
Contenido:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.



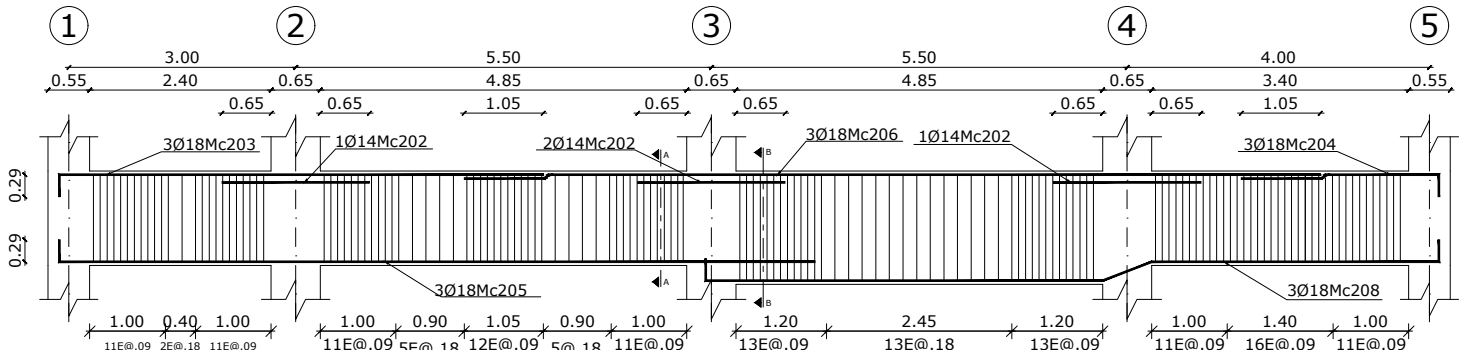
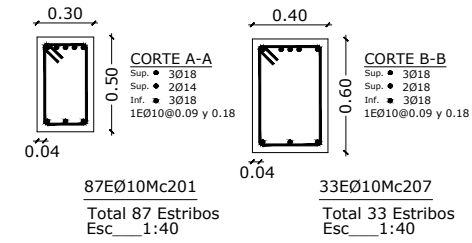
Nivel N+16.40
Eje A Y E
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+16.40 - Ejes A Y E
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



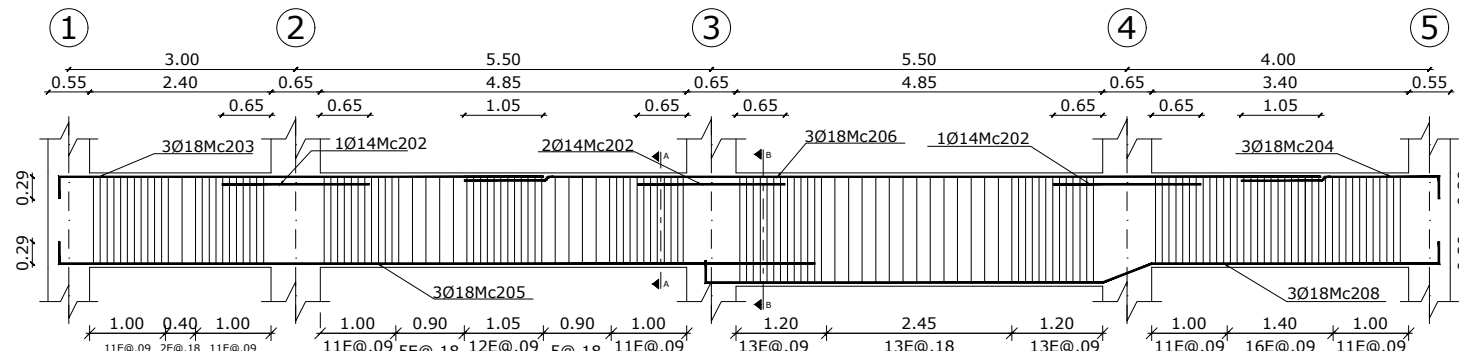
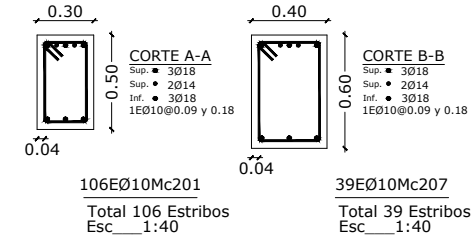
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00
Eje B
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60, N+6.80, N+10.00 - Eje B
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



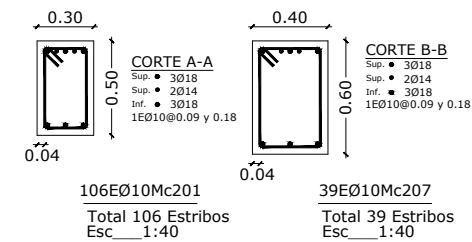
Nivel N+13.20
Eje B
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+13.20 - Eje B
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00
Eje C
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60, N+6.80, N+10.00 - Eje C
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



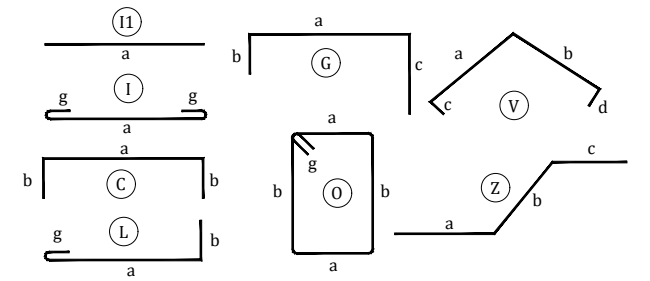
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
201	O	10	969	0.22	0.42	-	-	0.11	1.50	1453.5	896.8	-
202	II	14	16	1.95	-	-	-	-	1.95	31.2	37.7	-
203	L	18	21	6.40	0.29	-	-	-	6.69	140.49	280.7	-
204	L	18	21	2.62	0.29	-	-	-	2.91	61.11	122.1	-
205	L	18	21	9.99	0.29	-	-	-	10.28	215.88	431.3	-
206	II	18	21	11.33	-	-	-	-	11.33	237.93	475.4	-
207	O	10	255	0.32	0.52	-	-	0.11	1.90	484.5	298.9	-
208	Z	18	21	3.75	5.25	0.66	0.29	0.29	10.24	215.04	429.7	-
209	II	18	12	2.25	-	-	-	-	2.25	27	54.0	-
210	II	14	6	1.85	-	-	-	-	1.85	11.1	13.4	-
211	L	18	4	11.53	0.29	-	-	-	11.82	47.28	94.5	-
212	G	18	4	1.62	6.16	0.29	-	-	8.07	32.28	64.5	-
213	L	18	4	7.59	0.29	-	-	-	7.88	31.52	63.0	-
214	L	18	4	11.61	0.29	-	-	-	11.90	47.6	95.1	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L (m)	-	1938	-	42	-	1056	-	-	-	-	-	
PESO (Kg)	-	1196	-	51	-	2110	-	-	-	-	-	
Wtot (Kg) =	3357		--									
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2	--											
ACERO fy = 4200 Kg/cm2	--											
--	--											

TIPOS DE ACEROS:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON
EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc.

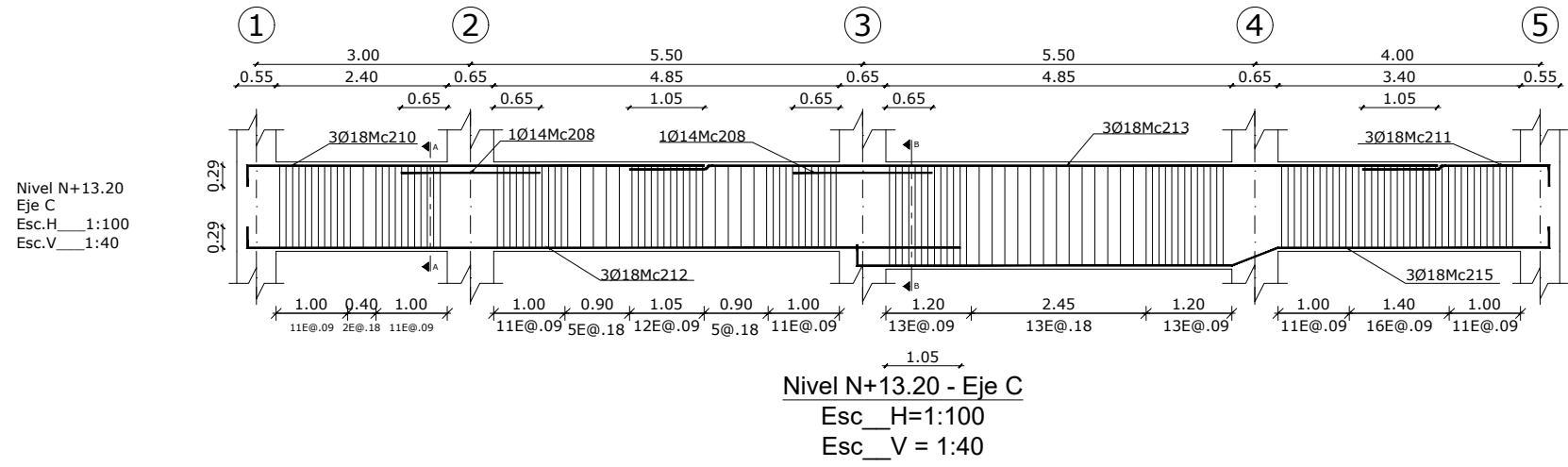
Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

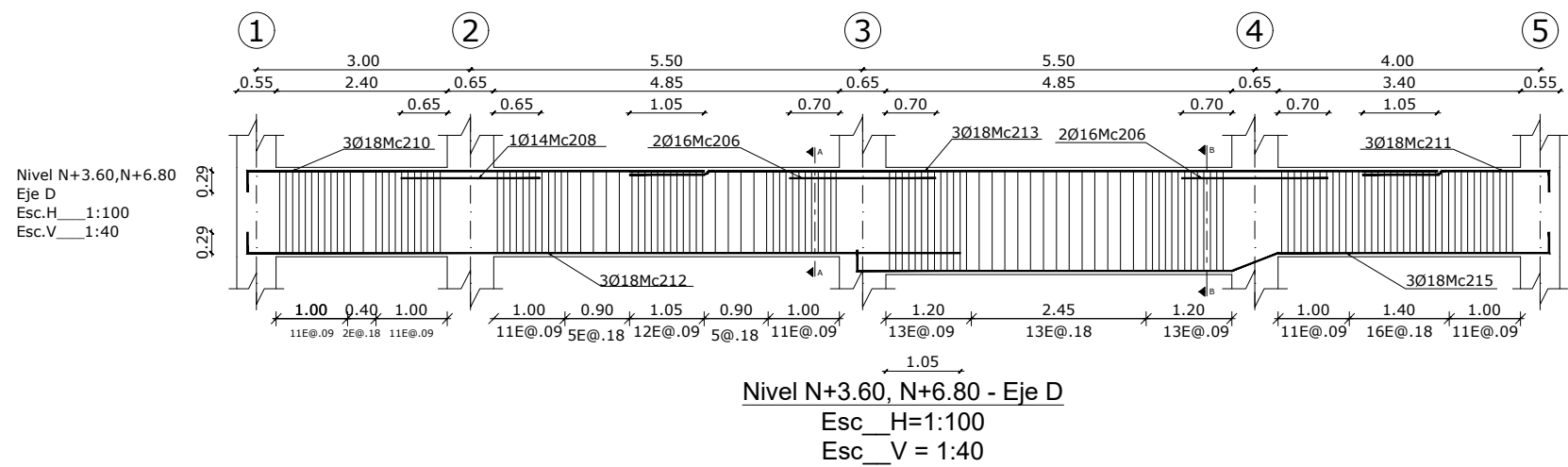
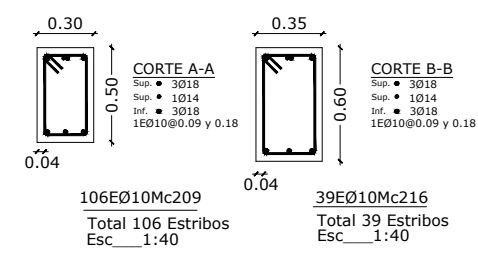
Lámina:
EC
3/7

Contenido:

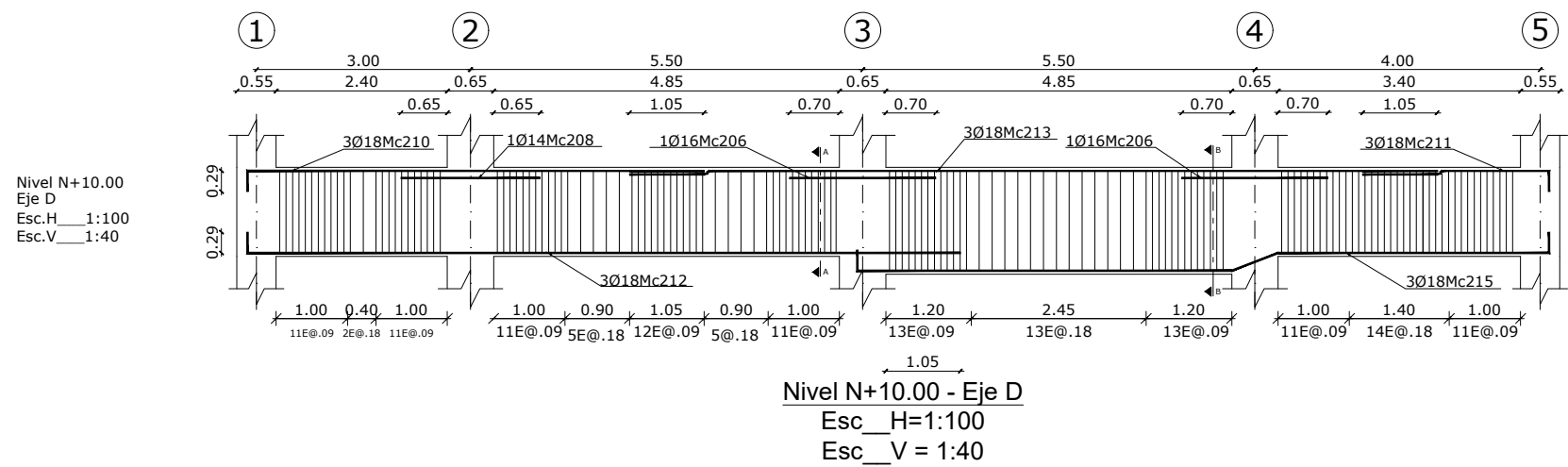
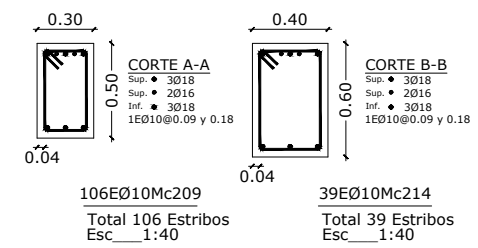
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.



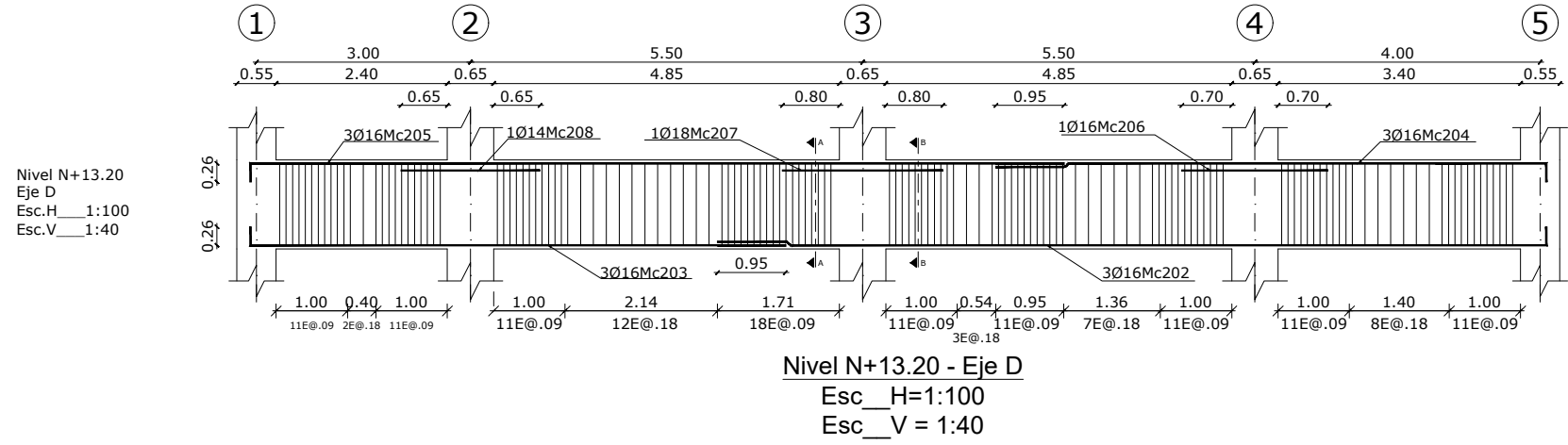
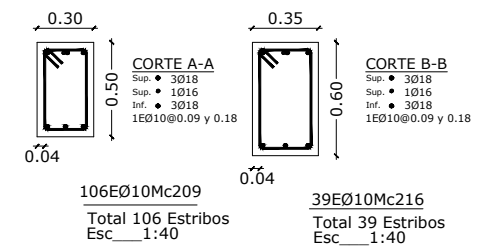
Nivel N+13.20
Eje C
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



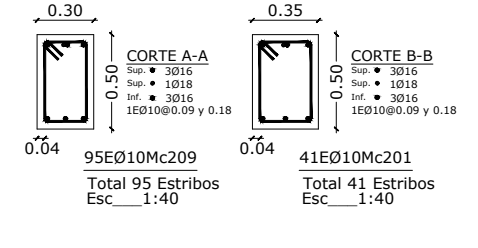
Nivel N+3.60, N+6.80
Eje D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



Nivel N+10.00
Eje D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



Nivel N+13.20
Eje D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

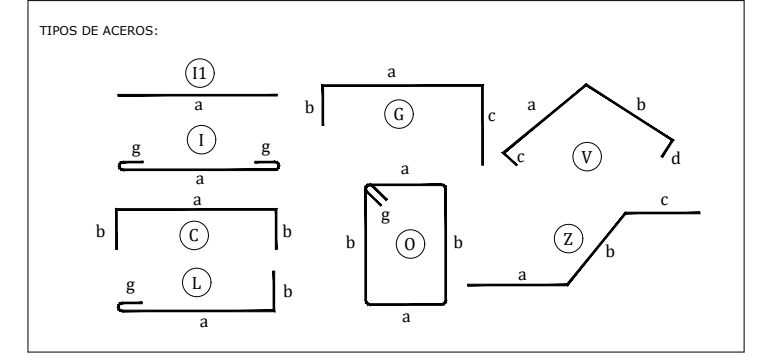


PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
Marca	200											
201	O	10	41	0.27	0.42	-	-	0.11	1.60	65.6	40.5	-
202	L	16	3	11.62	0.26	-	-	-	11.88	35.64	56.2	-
203	L	16	3	7.50	0.26	-	-	-	7.76	23.28	36.7	-
204	G	16	3	1.55	6.17	0.26	-	-	7.98	23.94	37.8	-
205	L	16	3	11.41	0.26	-	-	-	11.67	35.01	55.3	-
206	I1	16	11	2.05	-	-	-	-	2.05	22.55	35.6	-
207	I1	18	1	2.25	-	-	-	-	2.25	2.25	4.5	-
208	I1	14	6	1.95	-	-	-	-	1.95	11.7	14.1	-
209	O	10	519	0.22	0.42	-	-	0.11	1.50	778.5	480.3	-
210	L	18	12	6.40	0.29	-	-	-	6.69	80.28	160.4	-
211	L	18	12	2.62	0.29	-	-	-	2.91	34.92	69.8	-
212	L	18	12	9.99	0.29	-	-	-	10.28	123.36	246.5	-
213	I1	18	12	11.33	-	-	-	-	11.33	135.96	271.7	-
214	O	10	78	0.32	0.52	-	-	0.11	1.90	148.2	91.4	-
215	Z	18	12	3.75	5.25	0.66	0.29	0.29	10.24	122.88	245.5	-
216	O	10	78	0.27	0.52	-	-	0.11	1.80	140.4	86.6	-

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø	Ø	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	1133	-	12	140	500	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	699	-	14	222	998	-	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 1933
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
 ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
 INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc.

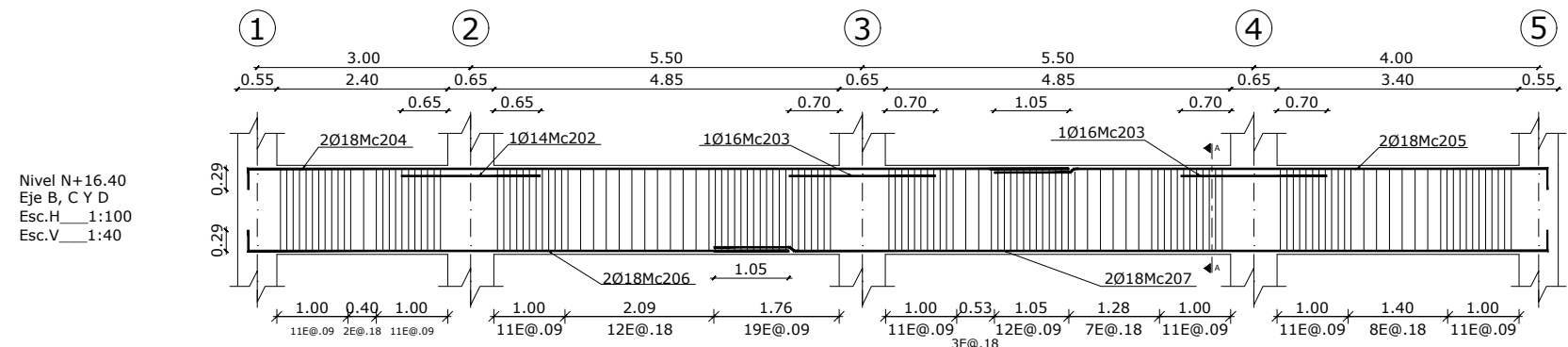
Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

Lámina: EC 4/7

Contenido:

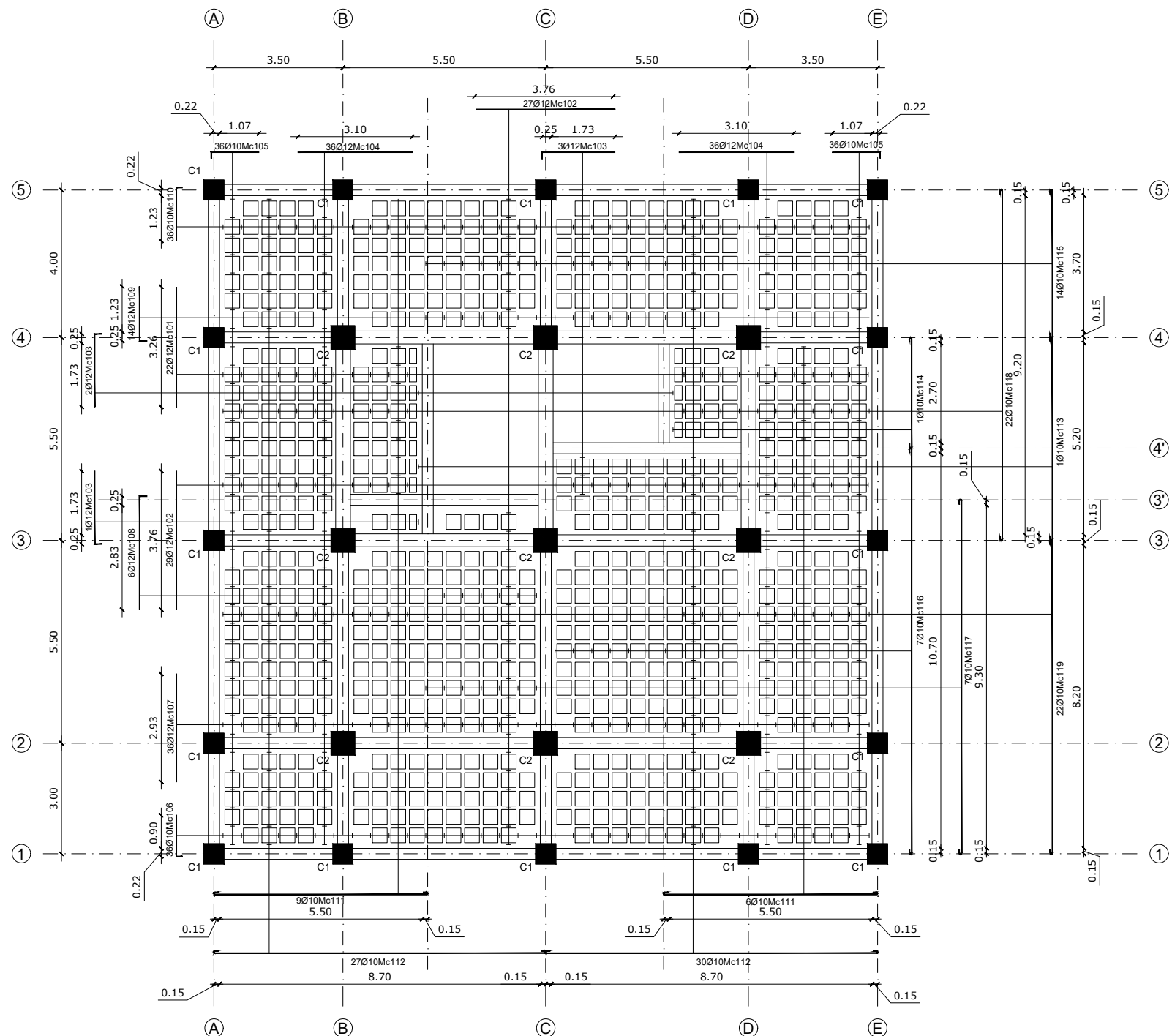
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.



Nivel N+16.40
Eje B, C y D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

CORTE A-A
Sup. • 2Ø18
Inf. • 1Ø16
Inf. • 2Ø18
1EØ10@0.09 y 0.18
140EØ10Mc201
Total 140 Estribos
Esc. 1:40

Nivel N+16.40 - Ejes B, C y D
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Planta Tipo Nivel N+3.60, N+6.80, N+10.00, N+13.20
Esc. 1:150

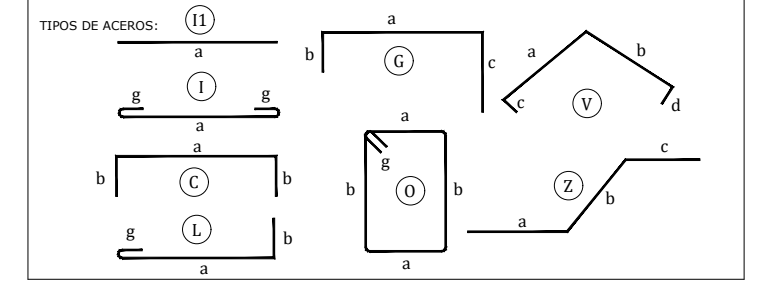
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100 200												
Marca 100												
101	I1	12	88	3.26	-	-	-	-	3.26	286.88	254.8	
102	I1	12	224	3.76	-	-	-	-	3.76	842.24	747.9	
103	L	12	24	1.98	0.20	-	-	-	2.18	52.32	46.5	
104	I1	12	288	3.10	-	-	-	-	3.10	892.8	792.8	
105	L	10	288	1.29	0.16	-	-	-	1.45	417.6	257.7	
106	L	10	144	1.12	0.16	-	-	-	1.28	184.32	113.7	
107	I1	12	144	2.93	-	-	-	-	2.93	421.92	374.7	
108	L	12	24	3.08	0.20	-	-	-	3.28	78.72	69.9	
109	L	12	56	1.48	0.20	-	-	-	1.68	94.08	83.5	
110	L	10	144	1.45	0.16	-	-	-	1.61	231.84	143.1	
111	I	10	60	5.80	-	-	-	0.12	6.04	362.4	223.6	
112	I	10	228	9.00	-	-	-	0.12	9.24	2106.72	1299.9	
113	I	10	4	5.50	-	-	-	0.12	5.74	22.96	14.2	
114	I	10	4	3.00	-	-	-	0.12	3.24	12.96	8	
115	I	10	56	4.00	-	-	-	0.12	4.24	237.44	146.5	
116	I	10	28	11.00	-	-	-	0.12	11.24	314.72	194.2	
117	I	10	28	9.60	-	-	-	0.12	9.84	275.52	170	
118	I	10	88	9.50	-	-	-	0.12	9.74	857.12	528.8	
119	I	10	88	8.50	-	-	-	0.12	8.74	769.12	474.6	
MARCAS 200												
201	O	10	420	0.22	0.42	-	-	0.11	1.50	630	388.7	
202	I1	14	3	1.95	-	-	-	-	1.95	5.85	7.1	
203	I1	16	6	2.05	-	-	-	-	2.05	12.3	19.4	
204	L	18	6	11.53	0.29	-	-	-	11.82	70.92	141.7	
205	L	18	6	7.84	0.29	-	-	-	8.13	48.78	97.5	
206	L	18	6	7.59	0.29	-	-	-	7.88	47.28	94.5	
207	L	18	6	11.71	0.29	-	-	-	12	72	143.9	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	6423	2669	6	12	239	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	3963	2370	7	19	477	-	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 6837
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2
 En losa: Malla Electrosoldada (M.E.S) Ø 3.5mm@10cm



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
 ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
 INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.SC.

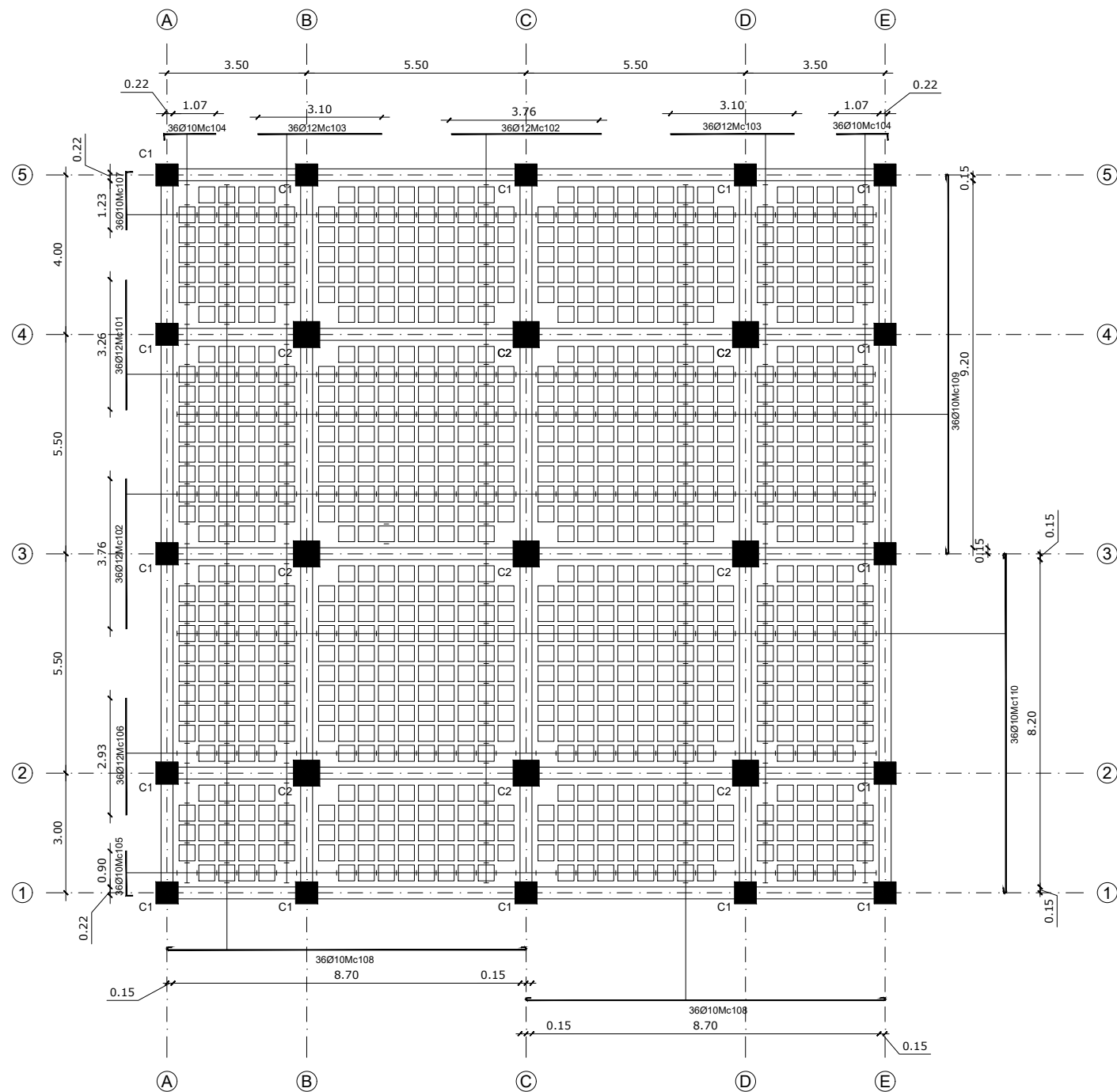
Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

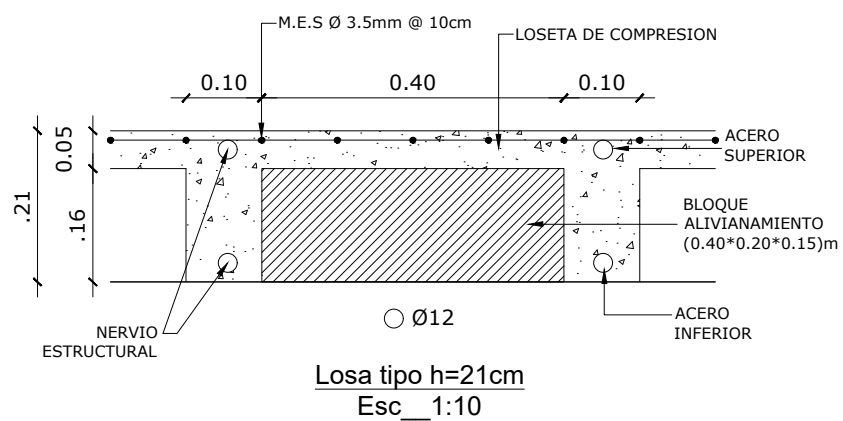
Lámina: EC 5/7

Contenido:

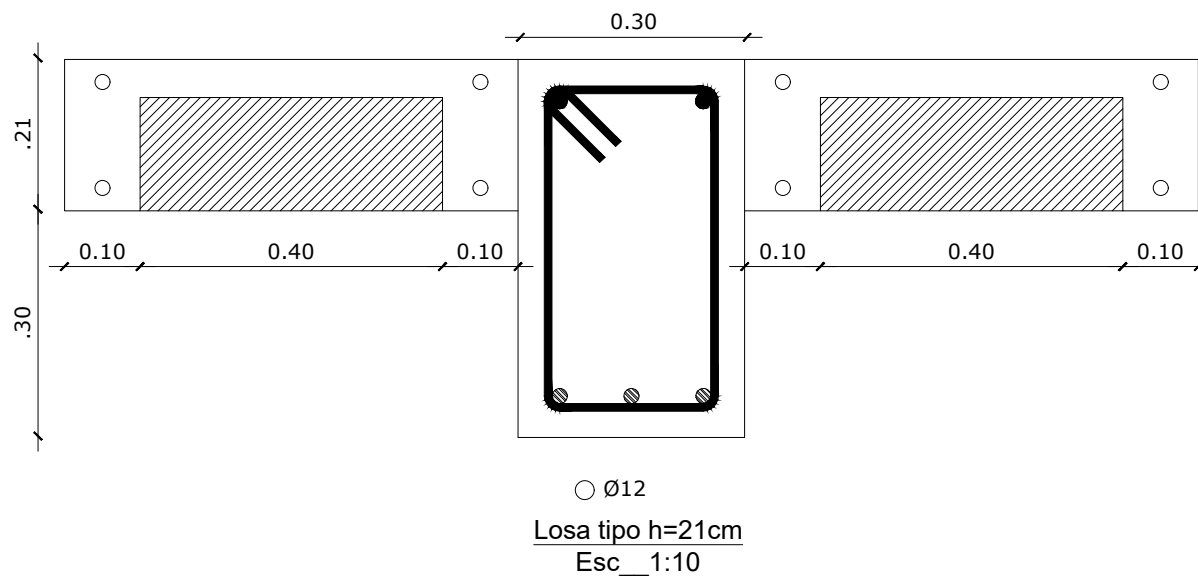
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Detallamiento de losa tipo para los primeros 4 niveles.
- Planilla de fierros.



Planta Cubierta Nivel N+16.40
Esc_1:150



Losas tipo h=21cm
Esc_1:10



Losas tipo h=21cm
Esc_1:10

PLANILLA DE ACEROS

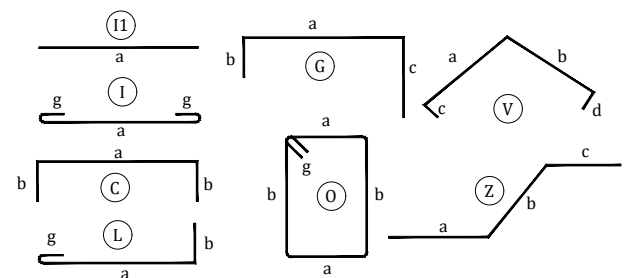
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100												
101	I1	12	36	3.26	-	-	-	-	3.26	117.36	104.2	-
102	I1	12	72	3.76	-	-	-	-	3.76	270.72	240.4	-
103	I1	12	72	3.10	-	-	-	-	3.10	223.2	198.2	-
104	L	10	72	1.29	0.16	-	-	-	1.45	104.4	64.4	-
105	L	10	36	1.12	0.16	-	-	-	1.28	46.08	28.4	-
106	I1	12	36	2.93	-	-	-	-	2.93	105.48	93.7	-
107	L	10	36	1.45	0.16	-	-	-	1.61	57.96	35.8	-
108	I	10	72	9.00	-	-	-	0.12	9.24	665.28	410.5	-
109	I	10	36	9.50	-	-	-	0.12	9.74	350.64	216.3	-
110	I	10	36	8.50	-	-	-	0.12	8.74	314.64	194.1	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	1539	717	-	-	-	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	950	636	-	-	-	-	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 1586
 HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 ACERO f_y = 4200 Kg/cm²
 En losa: Malla Electrosoldada (M.E.S) Ø 3.5mm@10cm

TIPOS DE ACEROS:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 ACERO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS (m)
 ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
 INGENIERÍA CIVIL

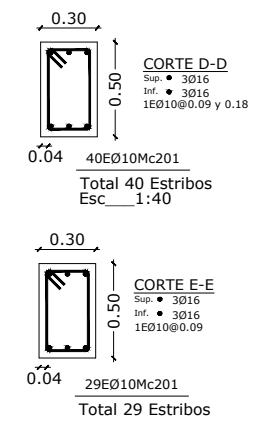
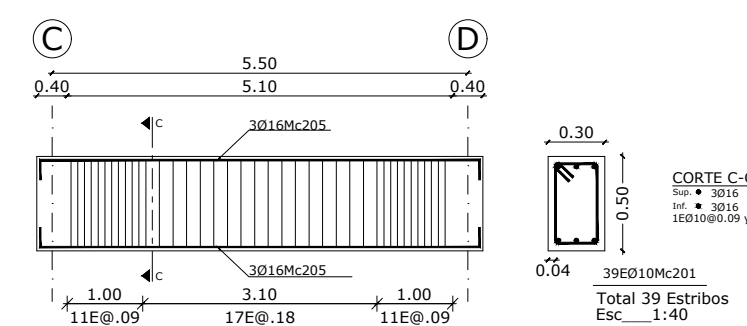
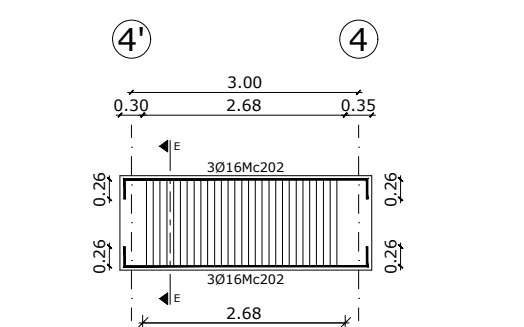
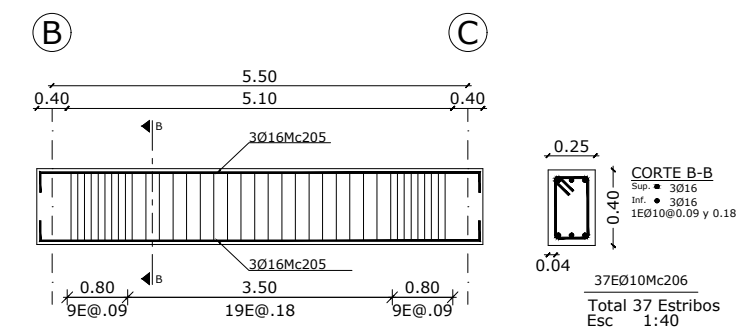
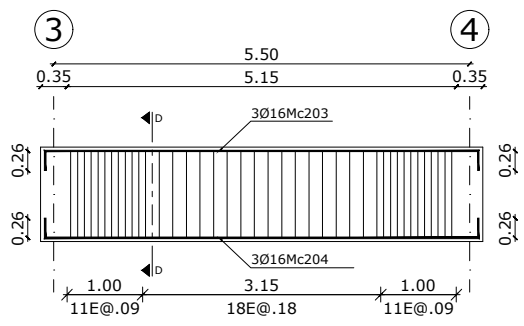
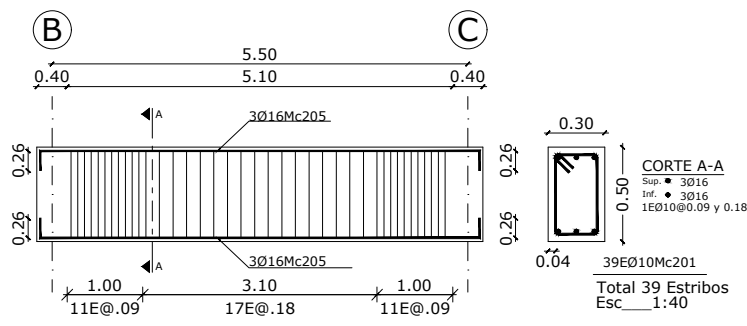
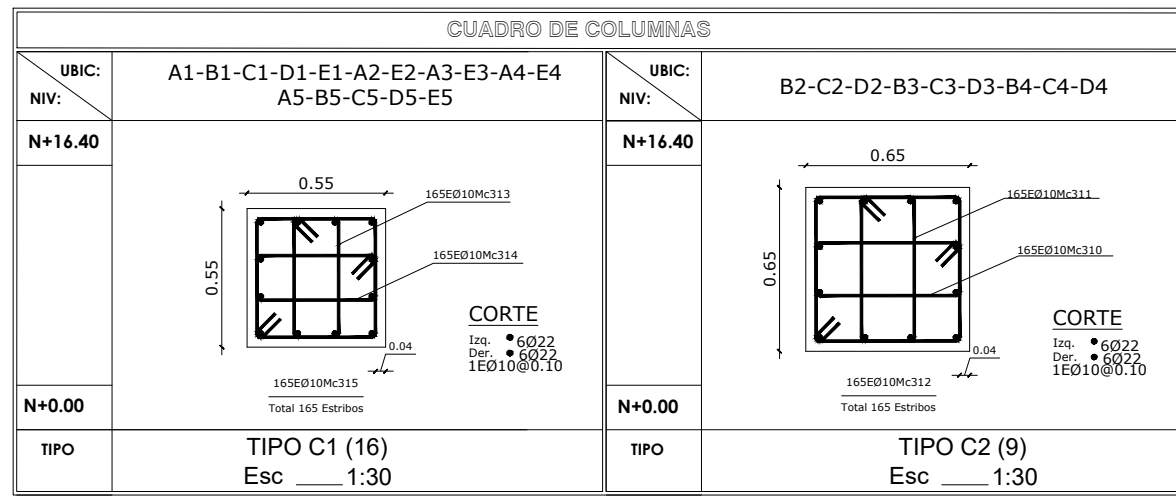
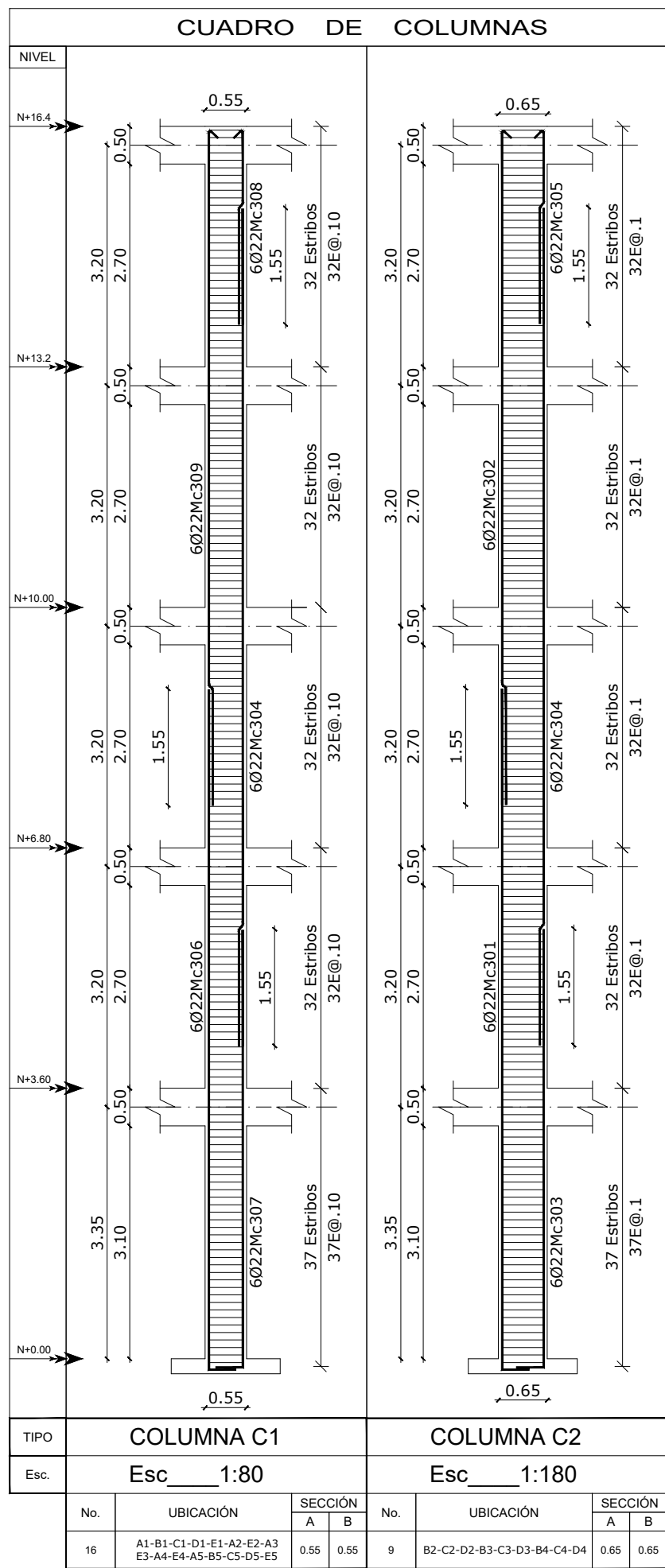


PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
 COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON
 EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz **Fecha:** Agosto 2023
Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc. **Escala:** Indicadas

Lámina:
EC
6/7

Contenido:
 - Detallamiento losa de cubierta.
 - Cortes transversales de losa.
 - Planilla de fierros.

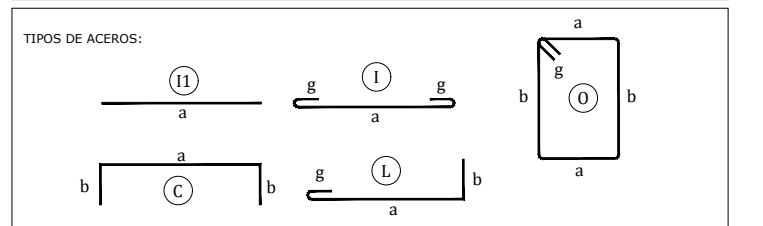


PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200 300												
Marca 200												
201	O	10	549	0.22	0.42	-	-	0.11	1.50	823.5	508.1	
202	C	16	24	3.21	0.26	-	-	-	3.73	89.52	141.3	
203	C	16	12	5.73	0.29	-	-	-	6.31	75.72	119.5	
204	C	16	12	5.73	0.26	-	-	-	6.25	75	118.4	
205	C	16	48	5.78	0.29	-	-	-	6.36	305.28	481.7	
206	O	10	37	0.17	0.32	-	-	0.11	1.20	44.4	27.4	
MARCAS 300												
301	L	22	54	9.07	0.36	-	-	-	9.43	509.22	1519.5	
302	L	22	54	8.96	-	-	-	0.14	9.10	491.4	1466.3	
303	L	22	54	5.84	0.36	-	-	-	6.20	334.8	999.0	
304	II	22	150	11.15	-	-	-	-	11.15	1672.5	4990.7	
305	L	22	54	2.56	-	-	-	0.14	2.70	145.8	435.1	
306	L	22	96	9.06	0.36	-	-	-	9.42	904.32	2698.5	
307	L	22	96	5.83	0.36	-	-	-	6.19	594.24	1773.2	
308	L	22	96	2.57	-	-	-	0.14	2.71	260.16	776.3	
309	L	22	96	8.97	-	-	-	0.14	9.11	874.56	2609.7	
310	O	10	1485	0.57	0.21	-	-	0.11	1.78	2643.3	1630.9	
311	O	10	1485	0.21	0.57	-	-	0.11	1.78	2643.3	1630.9	
312	O	10	1485	0.57	0.57	-	-	0.11	2.50	3712.5	2290.6	
313	O	10	2640	0.47	0.18	-	-	0.11	1.52	4012.8	2475.9	
314	O	10	2640	0.18	0.47	-	-	0.11	1.52	4012.8	2475.9	
315	O	10	2640	0.47	0.47	-	-	0.11	2.10	5544	3420.7	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L (m)	-	23437	-	-	546	-	-	5787	-	-	-	
PESO (Kg)	-	14460	-	-	861	-	-	17268	-	-	-	
Wtot (Kg) =	32590											
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2											
ACERO fy =	4200 Kg/cm2											
--												



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO ECUADOR)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.SC.

Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

Contenido:

- Detallamiento de columnas, de acuerdo al diseño con la Norma Ecuatoriana de la Construcción y secciones transversales.
- Detallamiento de vigas secundarias tipo y secciones transversales.
- Planilla de fierros.

Lámina:

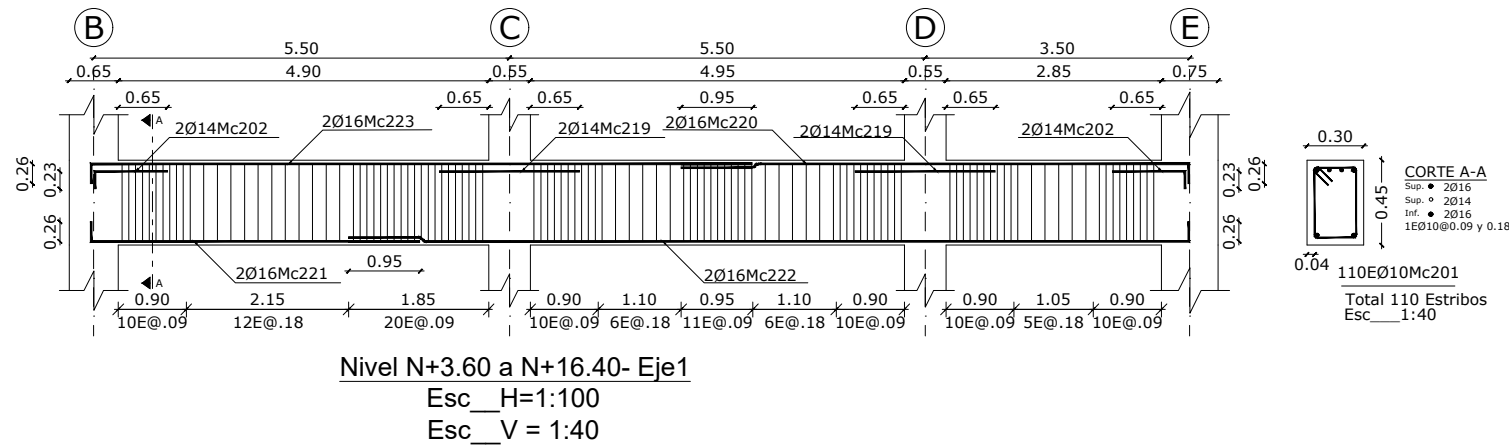
EC

7/7

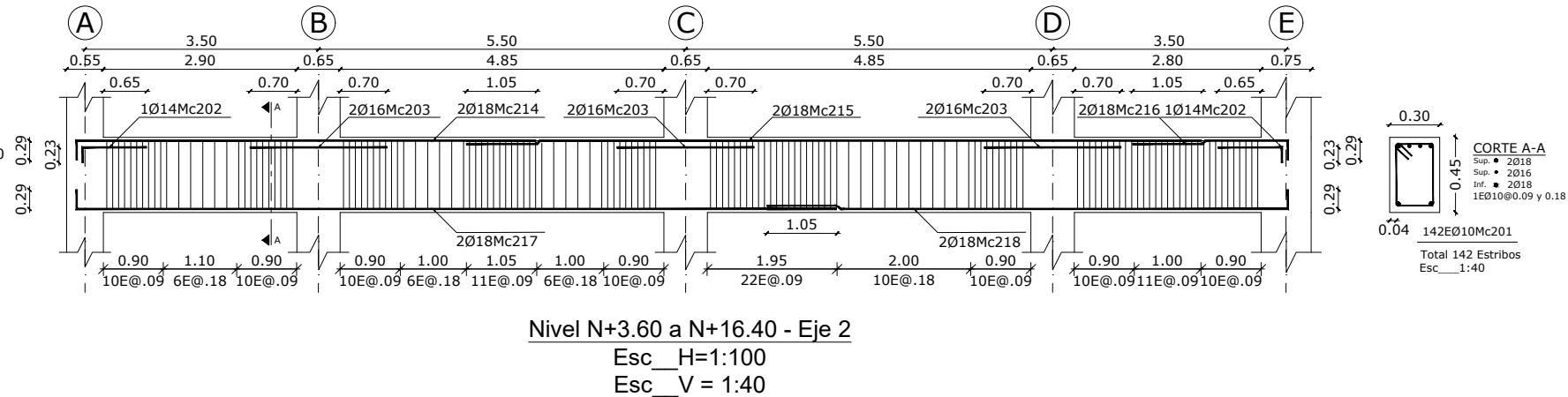
ANEXO II

Se presentan los planos estructurales correspondientes al edificio ubicado en Tumbes, Perú.

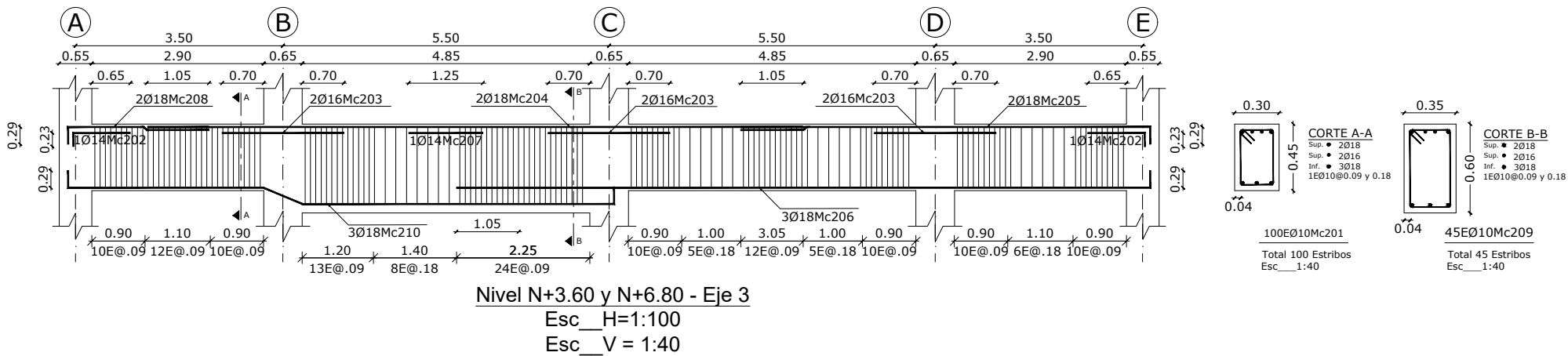
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20, N+16.40
Eje 1
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



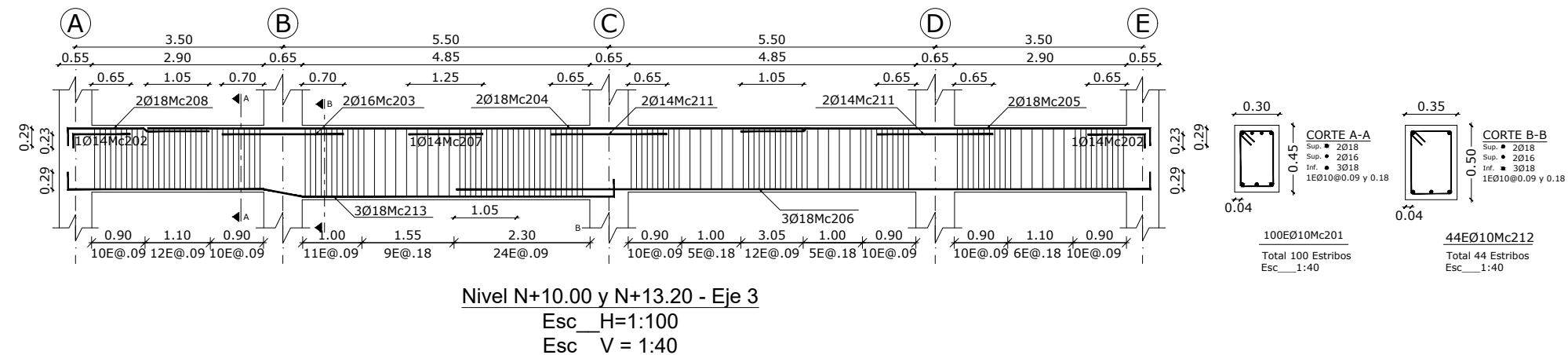
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20, N+16.40
Eje 2
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



Nivel N+3.60, N+6.80
Eje 3
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



Nivel N+10.00, N+13.20
Eje 3
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



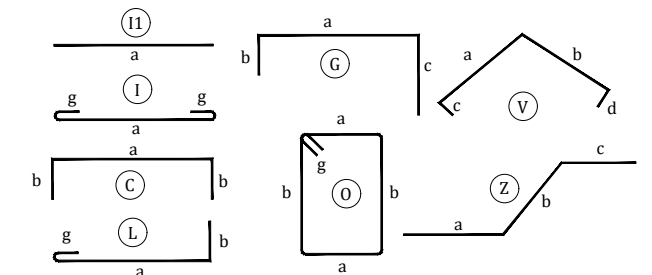
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
Marca	200											
201	O	10	1660	0.22	0.37	-	-	0.11	1.40	2324	1433.9	
202	L	14	38	0.96	0.23	-	-	-	1.19	45.22	54.6	
203	I1	16	46	2.05	-	-	-	-	2.05	94.3	148.8	
204	I1	18	8	11.08	-	-	-	-	11.08	88.64	177.1	
205	L	18	8	6.90	0.29	-	-	-	7.19	57.52	114.9	
206	L	18	12	11.70	0.29	-	-	-	11.99	143.88	287.5	
207	I1	14	4	1.25	-	-	-	-	1.25	5	6.0	
208	L	18	8	2.38	0.29	-	-	-	2.67	21.36	42.7	
209	O	10	90	0.27	0.52	-	-	0.11	1.80	162	100.0	
210	V	18	6	3.30	0.66	5.26	0.29	0.29	9.80	58.8	117.5	
211	I1	14	8	1.95	-	-	-	-	1.95	15.6	18.8	
212	O	10	88	0.27	0.42	-	-	0.11	1.60	140.8	86.9	
213	V	18	6	3.30	0.65	5.26	0.29	0.29	9.79	58.74	117.4	
214	L	18	10	6.89	0.29	-	-	-	7.18	71.8	143.5	
215	I1	18	10	11.03	-	-	-	-	11.03	110.3	220.4	
216	L	18	10	2.33	0.29	-	-	-	2.62	26.2	52.4	
217	L	18	10	11.39	0.29	-	-	-	11.68	116.8	233.4	
218	L	18	10	7.81	0.29	-	-	-	8.10	81	161.8	
219	I1	14	20	1.85	-	-	-	-	1.85	37	44.7	
220	L	16	10	6.72	0.26	-	-	-	6.98	69.8	110.1	
221	L	16	10	4.36	0.26	-	-	-	4.62	46.2	72.9	
222	L	16	10	11.11	0.26	-	-	-	11.37	113.7	179.4	
223	L	16	10	8.76	0.26	-	-	-	9.02	90.2	142.3	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	2627	-	103	414	835	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	1621	-	124	654	1668	-	-	-	-	-
Wtot (Kg) =	4067										
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2										
ACERO fy =	4200 Kg/cm2										
--	--										

TIPOS DE ACEROS:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

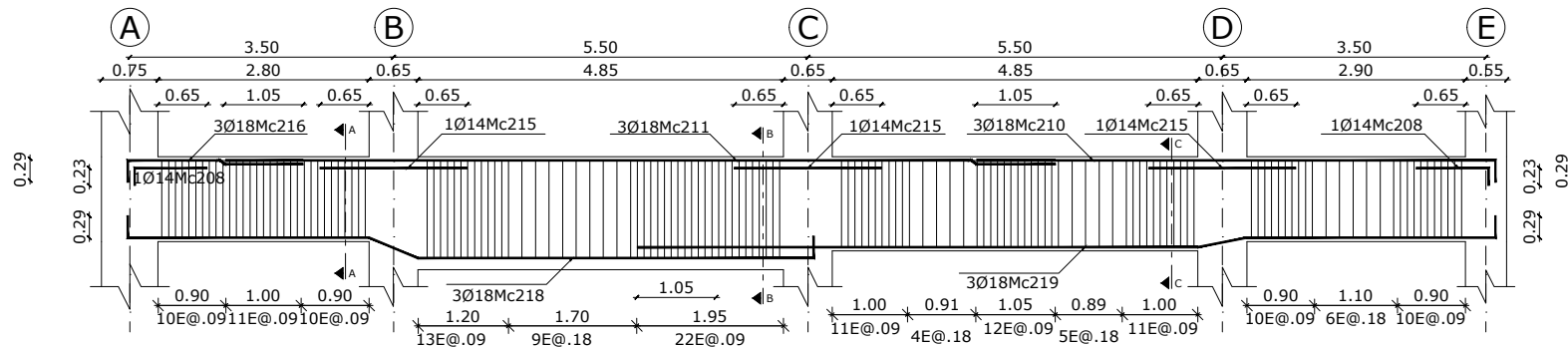


PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON
EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

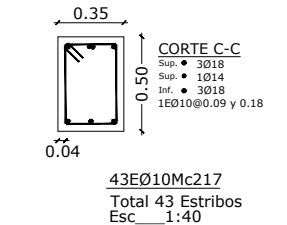
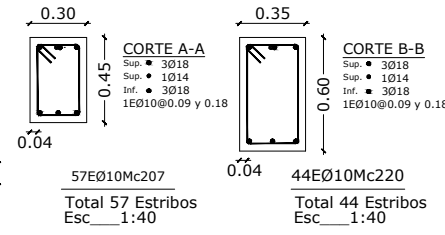
Lámina:
PE
1/8

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz **Fecha:** Agosto 2023
Docente: Ing. María Belén Correa M.SC. **Escala:** Indicadas
Contenido:
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.

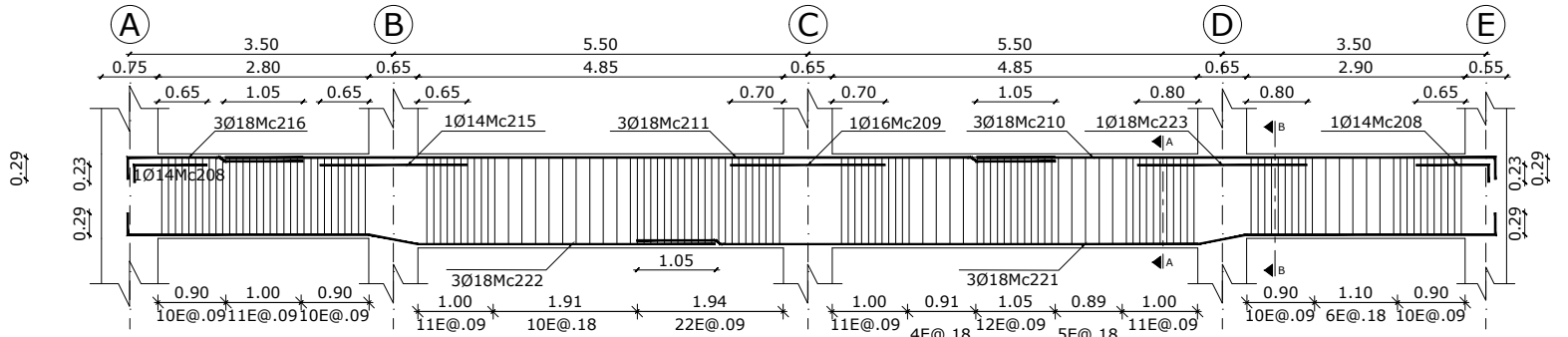
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00
Eje 4
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



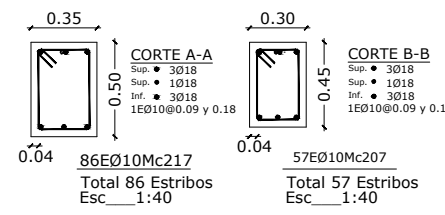
Nivel N+3.60, N+6.80 y N+10.00 - Eje 4
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



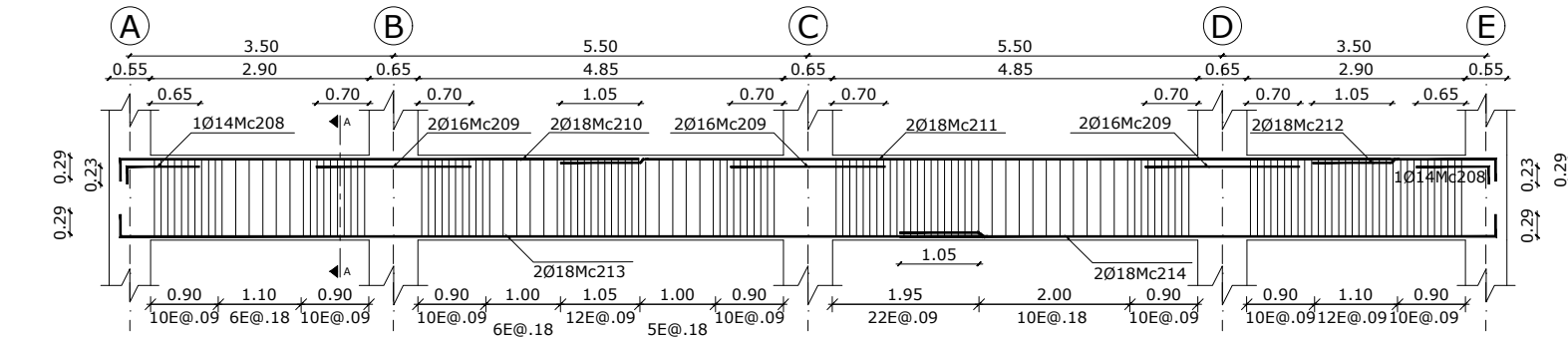
Nivel N+13.20
Eje 4
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



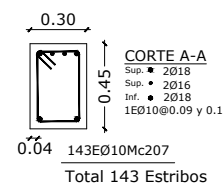
Nivel N+13.20 - Eje 4
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



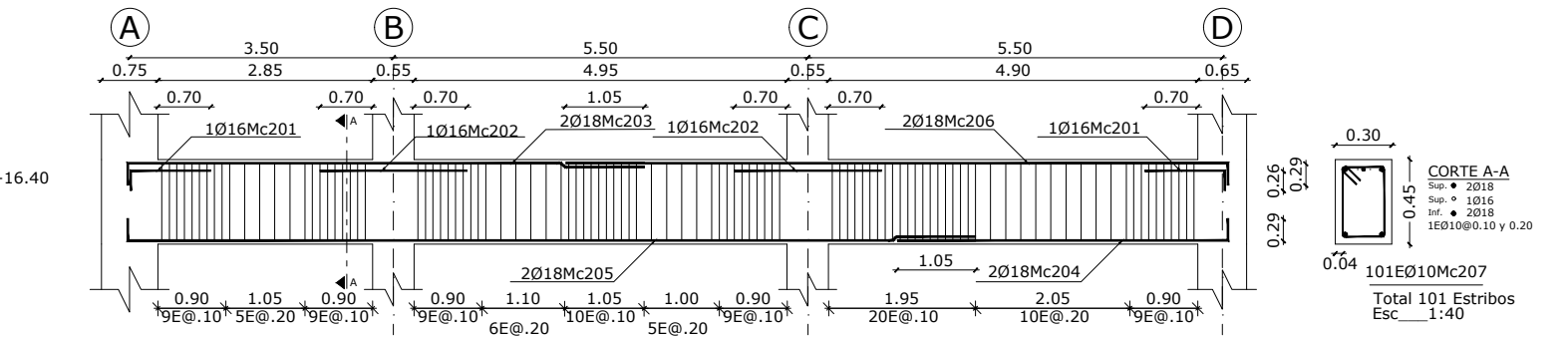
Nivel N+16.40
Eje 3 y 4
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



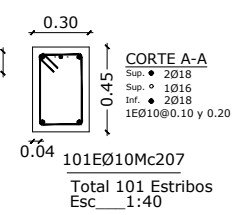
Nivel N+16.40 - Eje 3 y 4
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20, N+16.40
Eje 5
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



Nivel N+3.60 a 16.40 - Eje 5
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



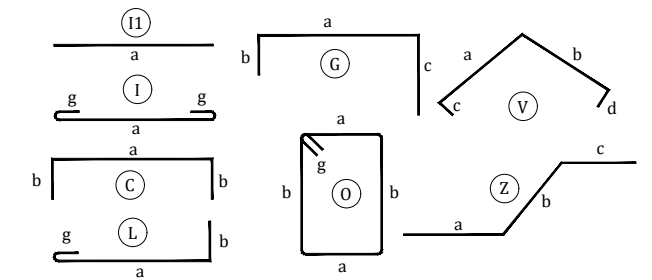
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
201	L	16	10	1.06	0.26	-	-	-	1.32	13.2	20.8	-
202	I1	16	10	1.95	-	-	-	-	1.95	19.5	30.8	-
203	L	18	10	6.86	0.29	-	-	-	7.15	71.5	142.9	-
204	L	18	10	4.40	0.29	-	-	-	4.69	46.9	93.7	-
205	L	18	10	11.25	0.29	-	-	-	11.54	115.4	230.6	-
206	L	18	10	8.80	0.29	-	-	-	9.09	90.9	181.6	-
207	O	10	1019	0.22	0.37	-	-	0.11	1.40	1426.6	880.2	-
208	L	14	12	0.96	0.23	-	-	-	1.19	14.28	17.3	-
209	I1	16	13	2.05	-	-	-	-	2.05	26.65	42.1	-
210	L	18	16	6.89	0.29	-	-	-	7.18	114.88	229.5	-
211	I1	18	16	11.03	-	-	-	-	11.03	176.48	352.6	-
212	L	18	4	2.43	0.29	-	-	-	2.72	10.88	21.7	-
213	L	18	4	11.39	0.29	-	-	-	11.68	46.72	93.3	-
214	L	18	4	7.91	0.29	-	-	-	8.20	32.8	65.5	-
215	I1	14	10	1.95	-	-	-	-	1.95	19.5	23.6	-
216	L	18	12	2.33	0.29	-	-	-	2.62	31.44	62.8	-
217	O	10	215	0.27	0.42	-	-	0.11	1.60	344	212.3	-
218	V	18	9	3.20	0.66	5.25	0.29	0.29	9.69	87.21	174.3	-
219	V	18	9	3.30	0.65	7.44	-	0.29	11.68	105.12	210.0	-
220	O	10	132	0.27	0.52	-	-	0.11	1.80	237.6	146.6	-
221	V	18	3	3.20	0.65	7.45	-	0.29	11.69	35.07	70.1	-
222	V	18	3	3.20	0.65	3.96	-	0.29	8.10	24.3	48.6	-
223	I1	18	1	2.25	-	-	-	-	2.25	2.25	4.5	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L (m)	-	2008	-	34	59	992	-	-	-	-	-	
PESO (Kg)	-	1239	-	41	94	1982	-	-	-	-	-	
Wtot (Kg) =	3355		--		--		--		--		--	
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2		--		--		--		--		--	
ACERO fy =	4200 Kg/cm2		--		--		--		--		--	
--	--		--		--		--		--		--	

TIPOS DE ACEROS:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

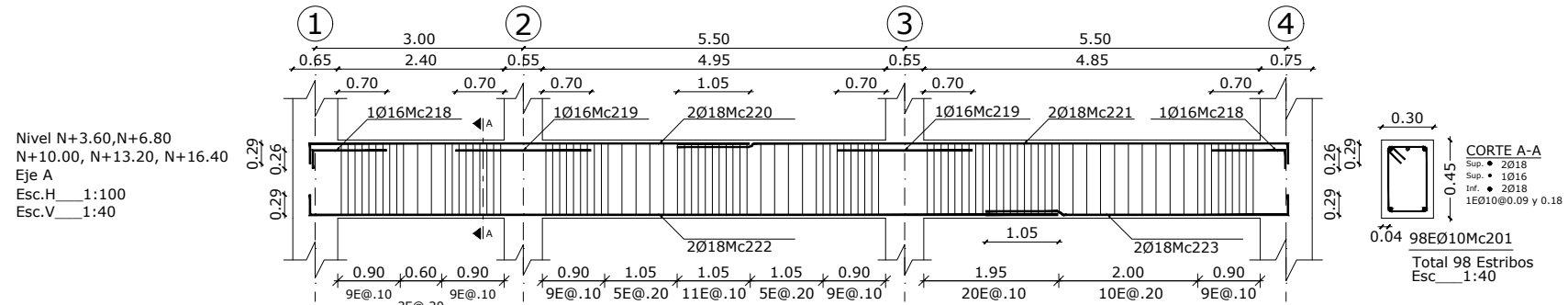


PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

Lámina:
PE
2/8

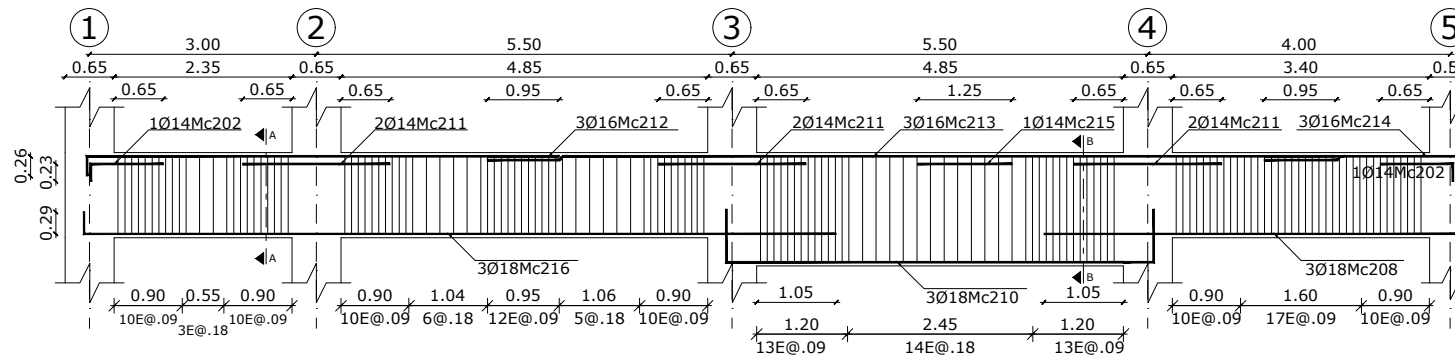
Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz **Fecha:** Agosto 2023
Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc. **Escala:** Indicadas

Contenido:
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.



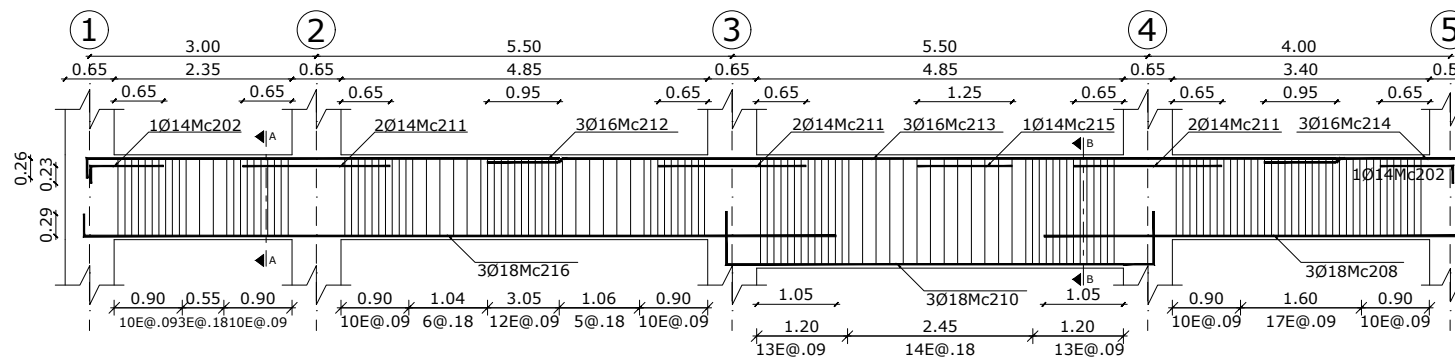
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20, N+16.40
Eje A
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60 a N+16.40 - Eje A
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



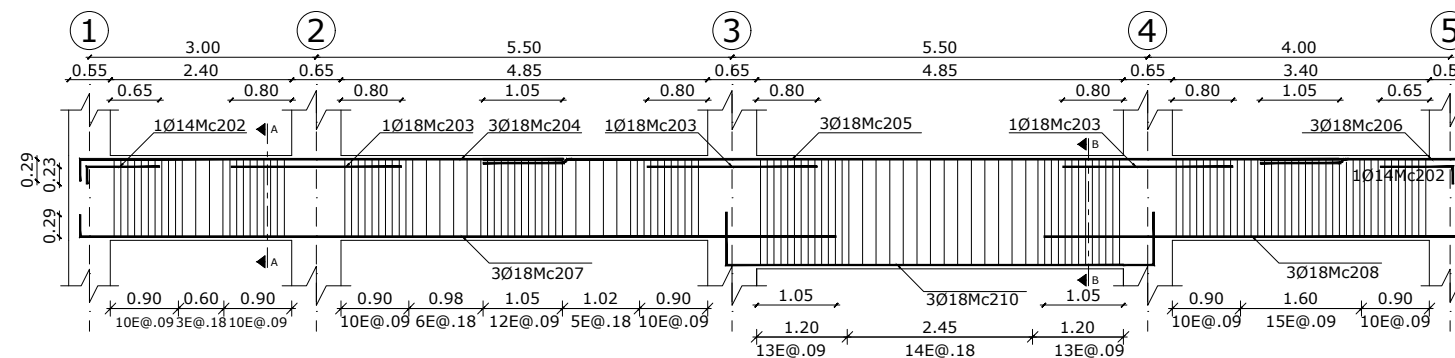
Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00
Eje B
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60, N+6.80 y N+10.00 - Eje B
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Nivel N+13.20
Eje B
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+13.20 - Eje B
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40



Nivel N+3.60, N+6.80
N+10.00, N+13.20
Eje C
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40

Nivel N+3.60 a N+13.20 - Eje C
Esc_H=1:100
Esc_V=1:40

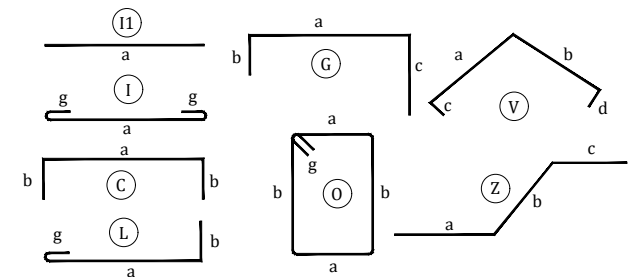
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
Marca 200												
201	O	10	1318	0.22	0.37	-	-	0.11	1.40	1845.2	1138.5	
202	L	14	16	0.96	0.23	-	-	-	1.19	19.04	23	
203	I1	18	12	2.25	-	-	-	-	2.25	27	54.0	
204	L	18	12	6.39	0.29	-	-	-	6.68	80.16	160.2	
205	I1	18	12	11.34	-	-	-	-	11.34	136.08	271.9	
206	L	18	12	2.63	0.29	-	-	-	2.92	35.04	70.0	
207	L	18	12	10.00	0.29	-	-	-	10.29	123.48	246.7	
208	L	18	24	5.50	0.29	-	-	-	5.79	138.96	277.6	
209	O	10	200	0.32	0.52	-	-	0.11	1.90	380	234.5	
210	L	18	24	5.25	0.29	-	-	-	5.83	139.92	279.6	
211	I1	14	24	1.95	-	-	-	-	1.95	46.8	56.5	
212	L	16	12	6.25	0.26	-	-	-	6.51	78.12	123.3	
213	I1	16	12	11.23	-	-	-	-	11.23	134.76	212.7	
214	L	16	12	2.55	0.26	-	-	-	2.81	33.72	53.2	
215	I1	14	4	1.25	-	-	-	-	1.25	5	6.0	
216	L	18	12	9.95	0.29	-	-	-	10.24	122.88	245.5	
217	O	10	120	0.27	0.52	-	-	0.11	1.80	216	133.3	
218	L	16	10	1.06	0.26	-	-	-	1.32	13.2	20.8	
219	I1	16	10	1.95	-	-	-	-	1.95	19.5	30.8	
220	L	18	10	6.35	0.29	-	-	-	6.64	66.4	132.7	
221	L	18	10	8.81	0.29	-	-	-	9.10	91	181.8	
222	L	18	10	10.80	0.29	-	-	-	11.09	110.9	221.6	
223	L	18	10	4.36	0.29	-	-	-	4.65	46.5	92.9	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	2441	-	71	279	1118	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	1506	-	86	441	2234	-	-	-	-	-
Wtot (Kg) =	4267		--								
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2		--								
ACERO fy =	4200 Kg/cm2		--								
--	--		--								

TIPOS DE ACEROS:



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON
EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz **Fecha:** Agosto 2023

Docente: Ing. María Belén Correa M.SC. **Escala:** Indicadas

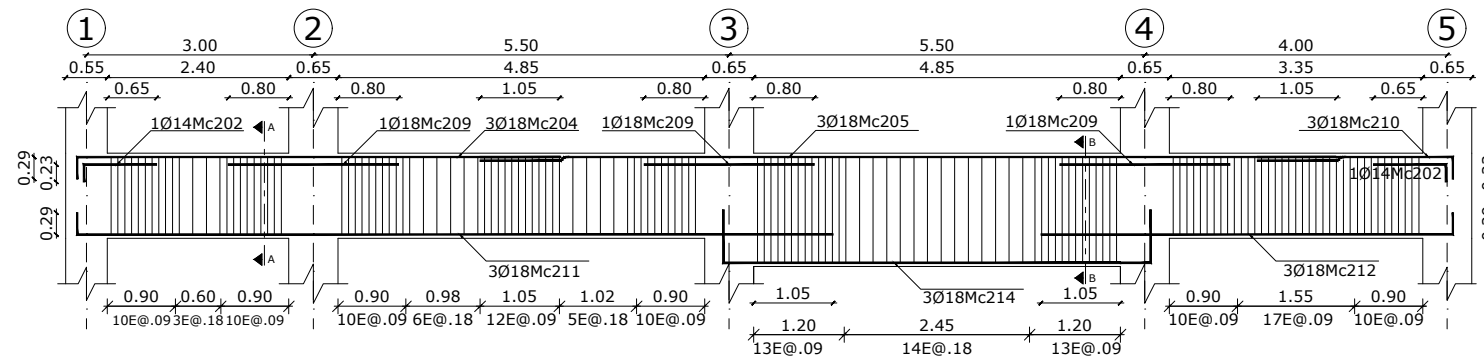
Lámina:

PE
3/8

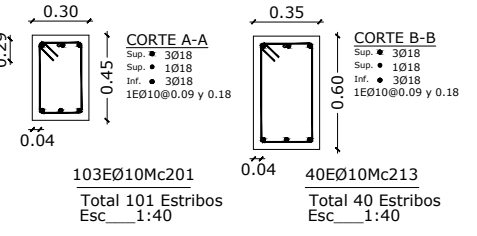
Contenido:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.

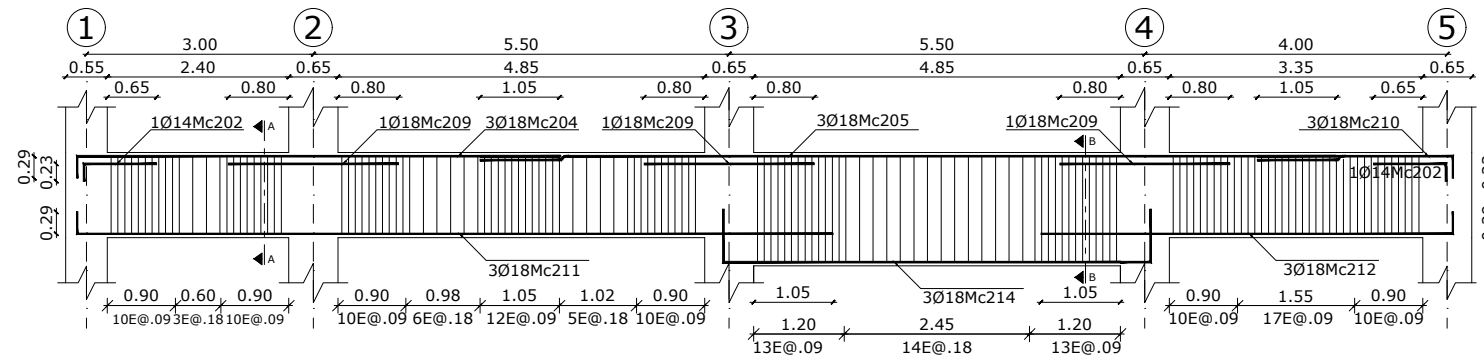
Nivel N+3.60,N+10.00
Eje D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



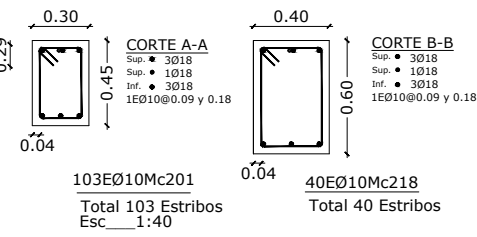
Nivel N+3.60 y N+10.00 - Eje D
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



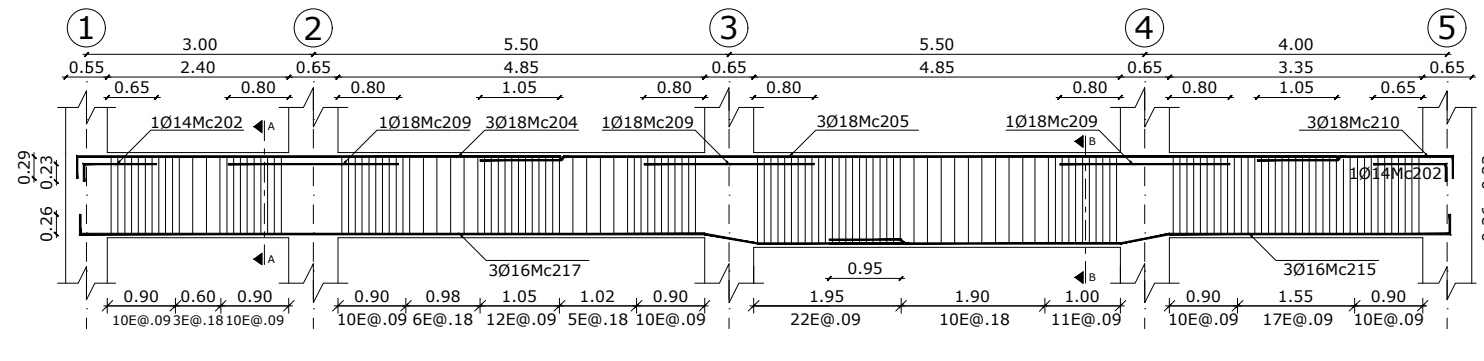
Nivel N+6.80
Eje D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



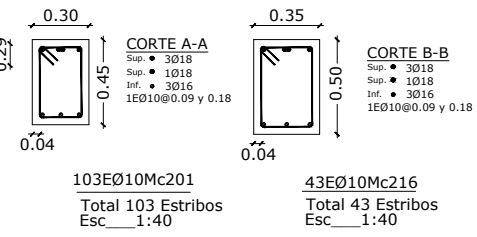
Nivel N+6.80 - Eje D
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



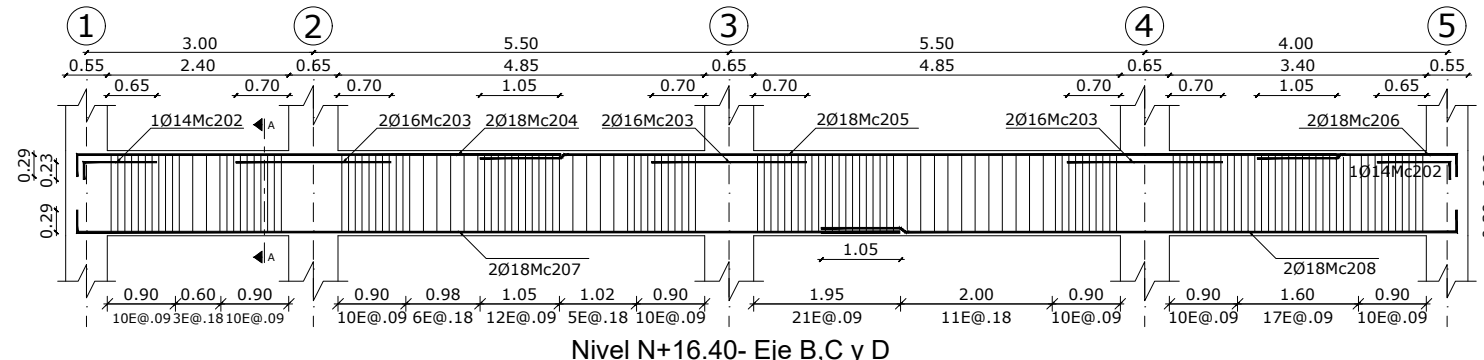
Nivel N+13.20
Eje D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



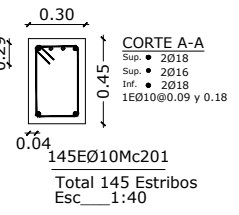
Nivel N+13.20 - Eje D
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



Nivel N+16.40
Eje B, C y D
Esc.H 1:100
Esc.V 1:40



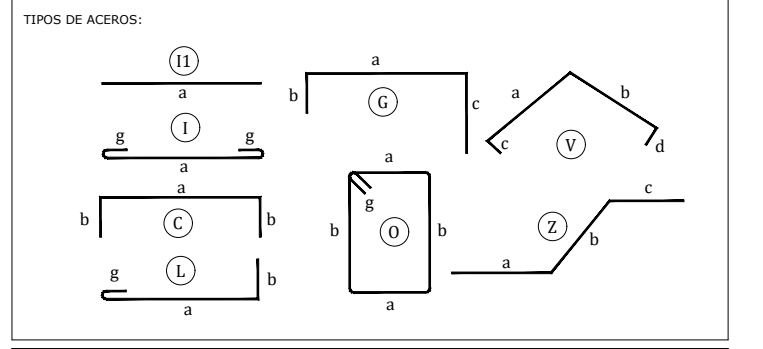
Nivel N+16.40- Eje B,C y D
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 200												
Marca 200												
201	O	10	847	0.22	0.37	-	-	0.11	1.40	1185.8	731.6	
202	L	14	14	0.96	0.23	-	-	-	1.19	16.66	20.1	
203	I1	16	18	2.05	-	-	-	-	2.05	36.9	58.2	
204	L	18	18	6.39	0.29	-	-	-	6.68	120.24	240.2	
205	I1	18	18	11.34	-	-	-	-	11.34	204.12	407.8	
206	L	18	6	2.63	0.29	-	-	-	2.92	17.52	35	
207	L	18	6	10.89	0.29	-	-	-	11.18	67.08	134.0	
208	L	18	6	8.40	0.29	-	-	-	8.69	52.14	104.2	
209	I1	18	12	2.25	-	-	-	-	2.25	27	54.0	
210	L	18	12	2.58	0.29	-	-	-	2.87	34.44	68.8	
211	L	18	9	10.00	0.29	-	-	-	10.29	92.61	185.0	
212	L	18	9	5.45	0.29	-	-	-	5.74	51.66	103.2	
213	O	10	80	0.27	0.52	-	-	0.11	1.80	144	88.9	
214	L	18	9	5.25	0.29	-	-	0.29	5.83	52.47	104.8	
215	V	16	3	3.71	0.65	3.85	-	0.26	8.47	25.41	40.1	
216	O	10	43	0.27	0.42	-	-	0.11	1.60	68.8	42.5	
217	V	16	3	8.30	0.65	1.90	-	0.29	11.14	33.42	52.7	
218	O	10	40	0.32	0.52	-	-	0.11	1.90	76	46.9	

RESUMEN DE MATERIALES												
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L (m)	-	1475	-	17	96	719	-	-	-	-	-	
PESO (Kg)	-	910	-	20	151	1437	-	-	-	-	-	
Wtot (Kg) =	2518		--		--		--		--		--	
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2		--		--		--		--		--	
ACERO fy =	4200 Kg/cm2		--		--		--		--		--	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON
EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

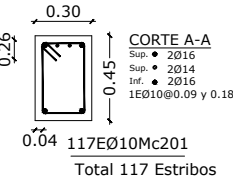
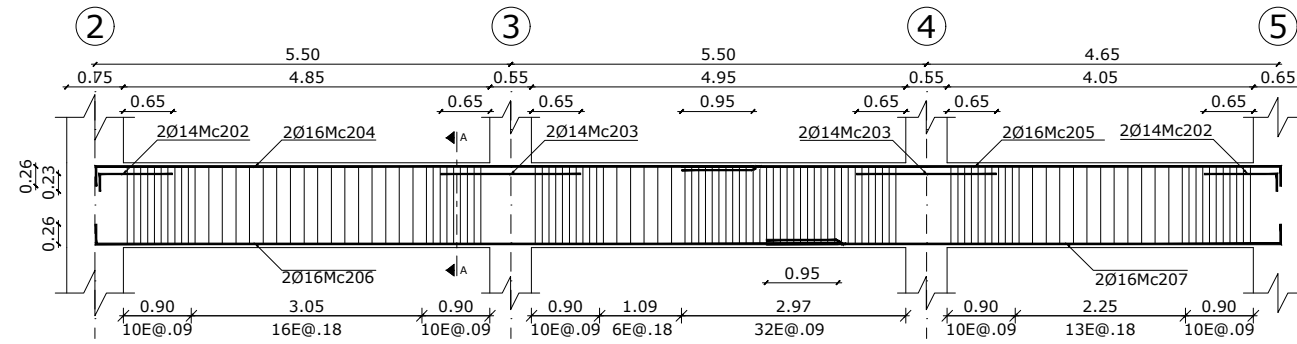
Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz	Fecha: Agosto 2023
Docente: Ing. María Belén Correa M.SC.	Escala: Indicadas

Lámina:
PE
4/8

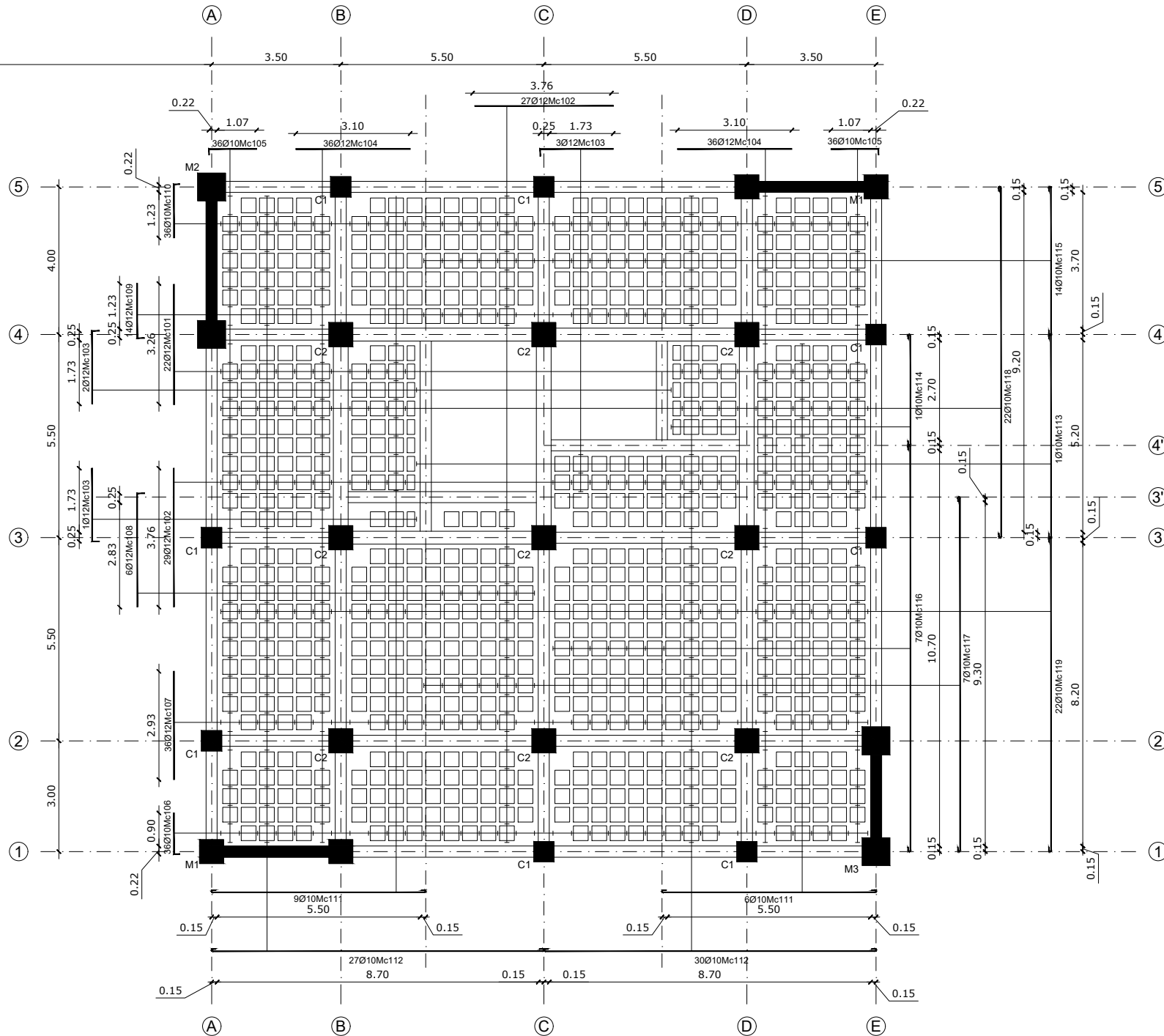
Contenido:

- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales de vigas.
- Planilla de fierros.

Nivel N+3.60, N+6.80
 N+10.00, N+13.20, N+16.40
 Eje E
 Esc.H 1:100
 Esc.V 1:40



Nivel N+3.60 a N+16.40 - Eje E
 Esc_H=1:100
 Esc_V=1:40



Planta Tipo Nivel N+3.60, N+6.80, N+10.00, N+13.20
 Esc_1:150

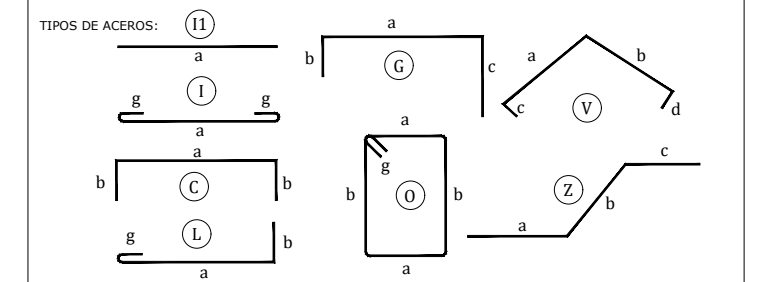
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100 200												
Marca 100												
101	I1	12	88	3.26	-	-	-	-	3.26	286.88	254.8	
102	I1	12	224	3.76	-	-	-	-	3.76	842.24	747.9	
103	L	12	24	1.98	0.20	-	-	-	2.18	52.32	46.5	
104	I1	12	288	3.10	-	-	-	-	3.10	892.8	792.8	
105	L	10	288	1.29	0.16	-	-	-	1.45	417.6	257.7	
106	L	10	144	1.12	0.16	-	-	-	1.28	184.32	113.7	
107	I1	12	144	2.93	-	-	-	-	2.93	421.92	374.7	
108	L	12	24	3.08	0.20	-	-	-	3.28	78.72	69.9	
109	L	12	56	1.48	0.20	-	-	-	1.68	94.08	83.5	
110	L	10	144	1.45	0.16	-	-	-	1.61	231.84	143.1	
111	I	10	60	5.80	-	-	-	0.12	6.04	362.4	223.6	
112	I	10	228	9.00	-	-	-	0.12	9.24	2106.72	1299.9	
113	I	10	4	5.50	-	-	-	0.12	5.74	22.96	14.2	
114	I	10	4	3.00	-	-	-	0.12	3.24	12.96	8	
115	I	10	56	4.00	-	-	-	0.12	4.24	237.44	146.5	
116	I	10	28	11.00	-	-	-	0.12	11.24	314.72	194.2	
117	I	10	28	9.60	-	-	-	0.12	9.84	275.52	170	
118	I	10	88	9.50	-	-	-	0.12	9.74	857.12	528.8	
119	I	10	88	8.50	-	-	-	0.12	8.74	769.12	474.6	
MARCAS 200												
201	O	10	585	0.22	0.37	-	-	0.11	1.40	819	505.3	
202	L	14	20	0.96	0.23	-	-	-	1.19	23.8	28.8	
203	I1	14	20	1.85	-	-	-	-	1.85	37	44.7	
204	L	16	10	8.69	0.26	-	-	-	8.95	89.5	141.2	
205	L	16	10	7.93	0.26	-	-	-	8.19	81.9	129.2	
206	L	16	10	9.81	0.26	-	-	-	10.07	100.7	158.9	
207	L	16	10	6.81	0.26	-	-	-	7.07	70.7	111.6	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	6612	2669	61	343	-	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	4079	2370	73	541	-	-	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 7064
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2
 En losa: Malla Electrosoldada (M.E.S) Ø 3.5mm@10cm



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
 ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
 INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.SC.

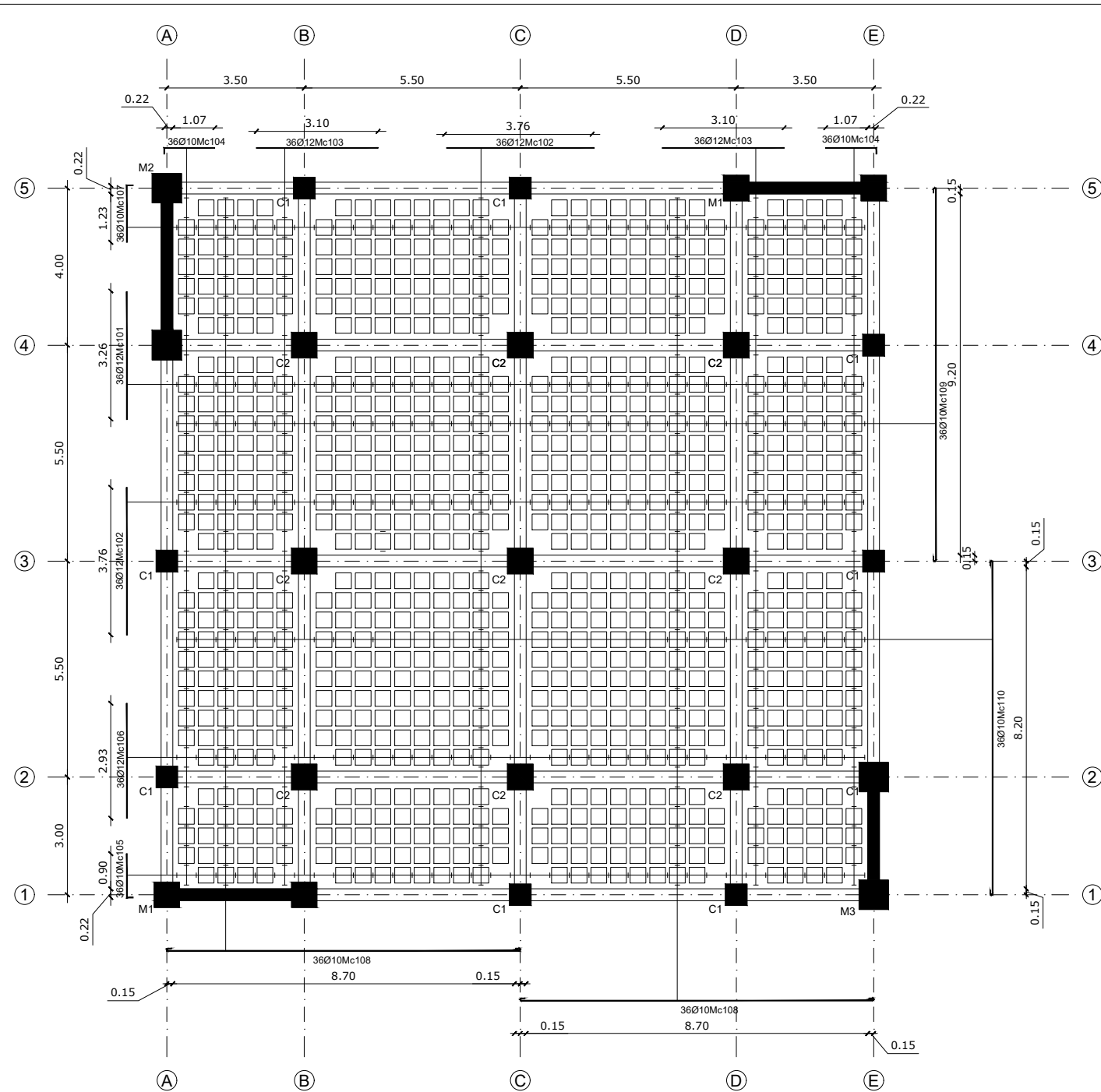
Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

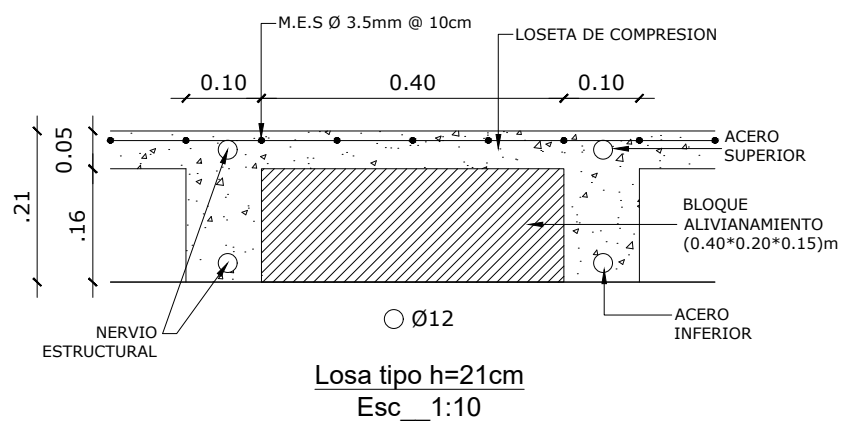
Lámina: PE 5/8

Contenido:

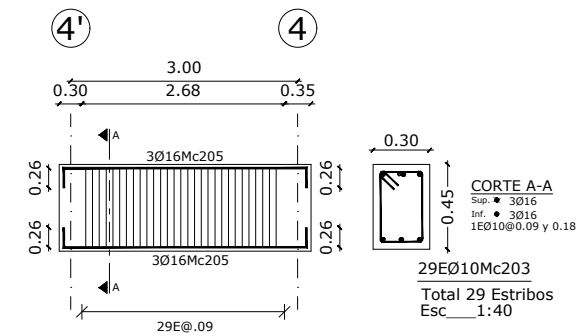
- Detallamiento de vigas principales, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Detallamiento losa tipo para los primeros 4 niveles.
- Planilla de fierros.



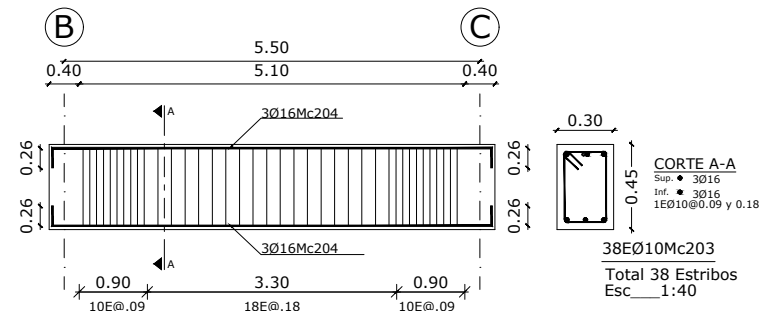
Planta Cubierta Nivel N+16.40
Esc_ 1:150



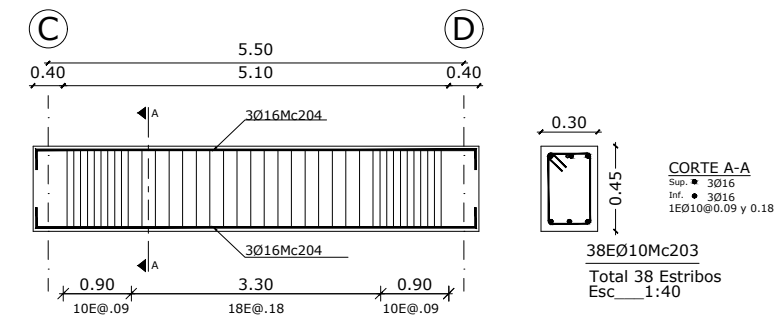
Losa tipo h=21cm
Esc_ 1:10



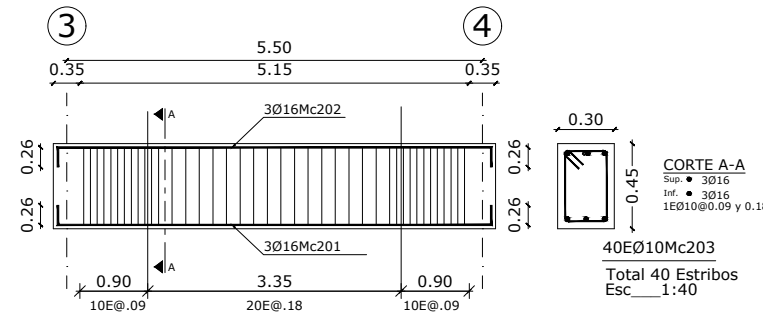
Viga Secundaria N+3.60 a N+13.20 - Eje C'
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



Viga Secundaria N+3.60 a 13.20 - Eje 3'
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40



Viga Secundaria N+3.60 a N+13.20 - Eje 4'
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40

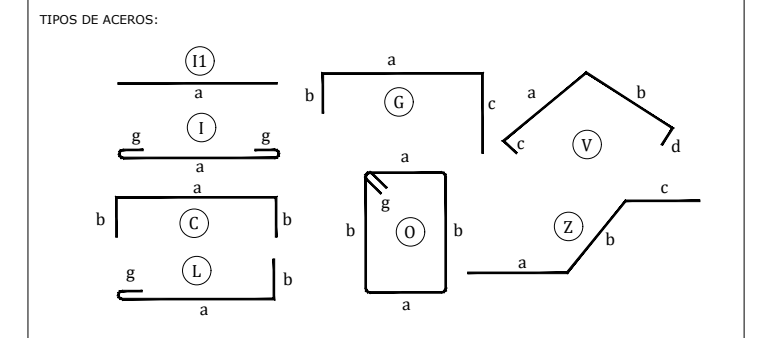


Viga Secundaria N+3.60 a N+13.20 - Eje B'
Esc_H=1:100
Esc_V = 1:40

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100 200												
101	I1	12	36	3.26	-	-	-	-	3.26	117.36	104.2	-
102	I1	12	72	3.76	-	-	-	-	3.76	270.72	240.4	-
103	I1	12	72	3.10	-	-	-	-	3.10	223.2	198.2	-
104	L	10	72	1.29	0.16	-	-	-	1.45	104.4	64.4	-
105	L	10	36	1.12	0.16	-	-	-	1.28	46.08	28.4	-
106	I1	12	36	2.93	-	-	-	-	2.93	105.48	93.7	-
107	L	10	36	1.45	0.16	-	-	-	1.61	57.96	35.8	-
108	I	10	72	9.00	-	-	-	0.12	9.24	665.28	410.5	-
109	I	10	36	9.50	-	-	-	0.12	9.74	350.64	216.3	-
110	I	10	36	8.50	-	-	-	0.12	8.74	314.64	194.1	-
MARCAS 200												
201	C	16	12	5.73	0.26	-	-	-	6.25	75	118.4	-
202	C	16	12	5.73	0.29	-	-	-	6.31	75.72	119.5	-
203	O	10	580	0.22	0.37	-	-	0.11	1.40	812	501	-
204	C	16	48	5.78	0.29	-	-	-	6.36	305.28	481.7	-
205	C	16	24	3.21	0.26	-	-	-	3.73	89.52	141.3	-

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	2351	717	-	546	-	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	1451	636	-	861	-	-	-	-	-	-
Wtot (Kg) =	2948										
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2										
ACERO fy =	4200 Kg/cm2										
En losa: Malla Electrosoldada (M.E.S) Ø 3.5mm@10cm	-										



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
 LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
 ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
 INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz

Docente: Ing. María Belén Correa M.SC.

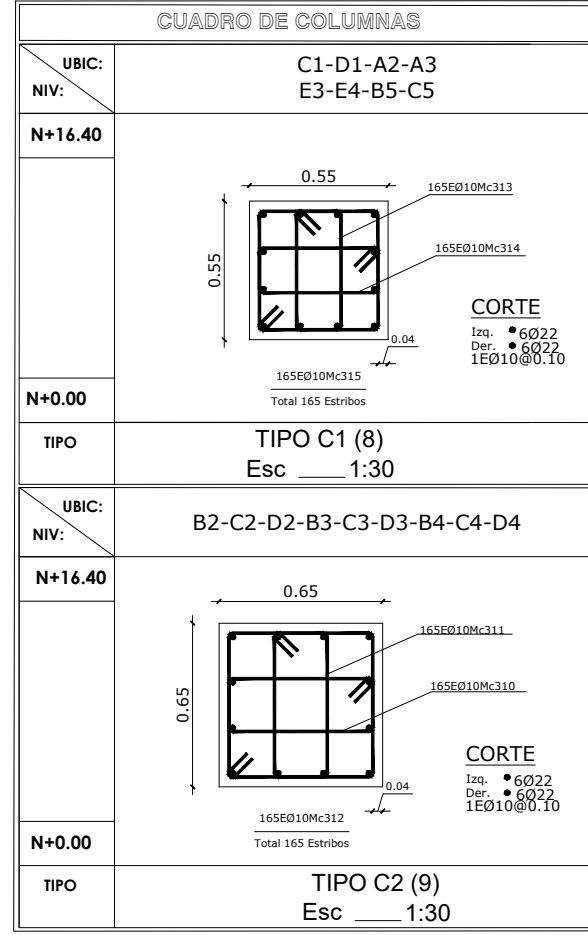
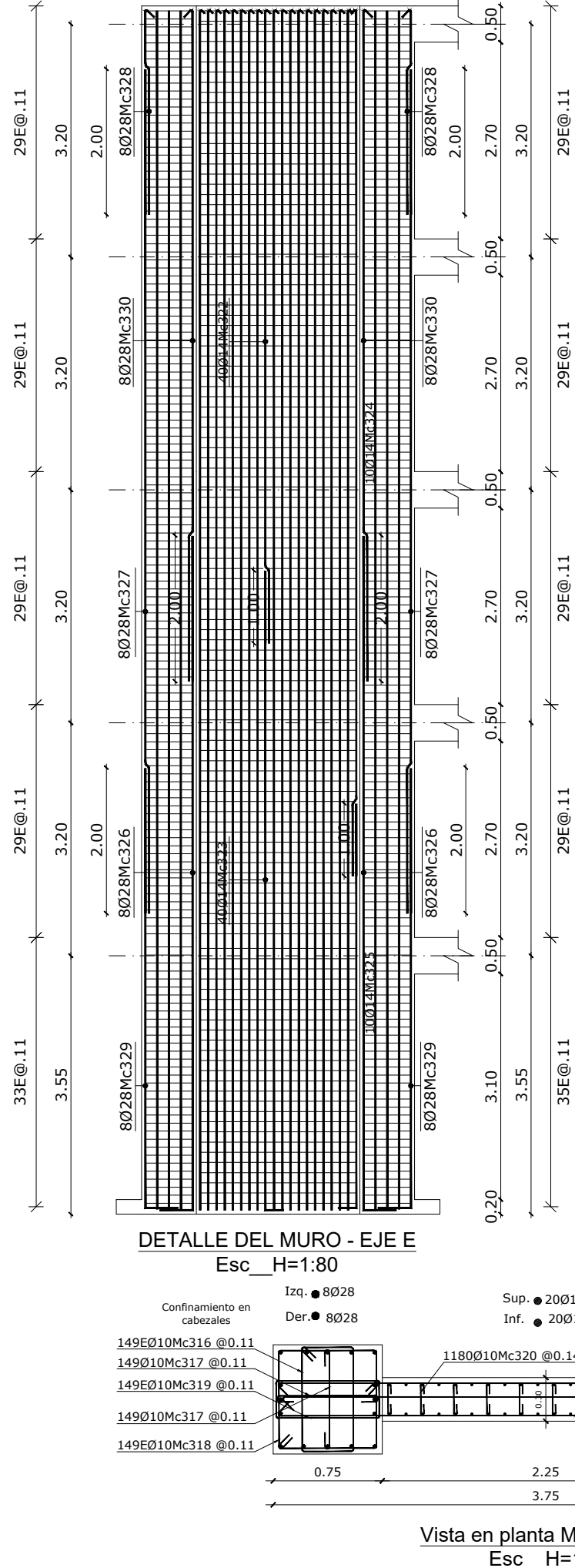
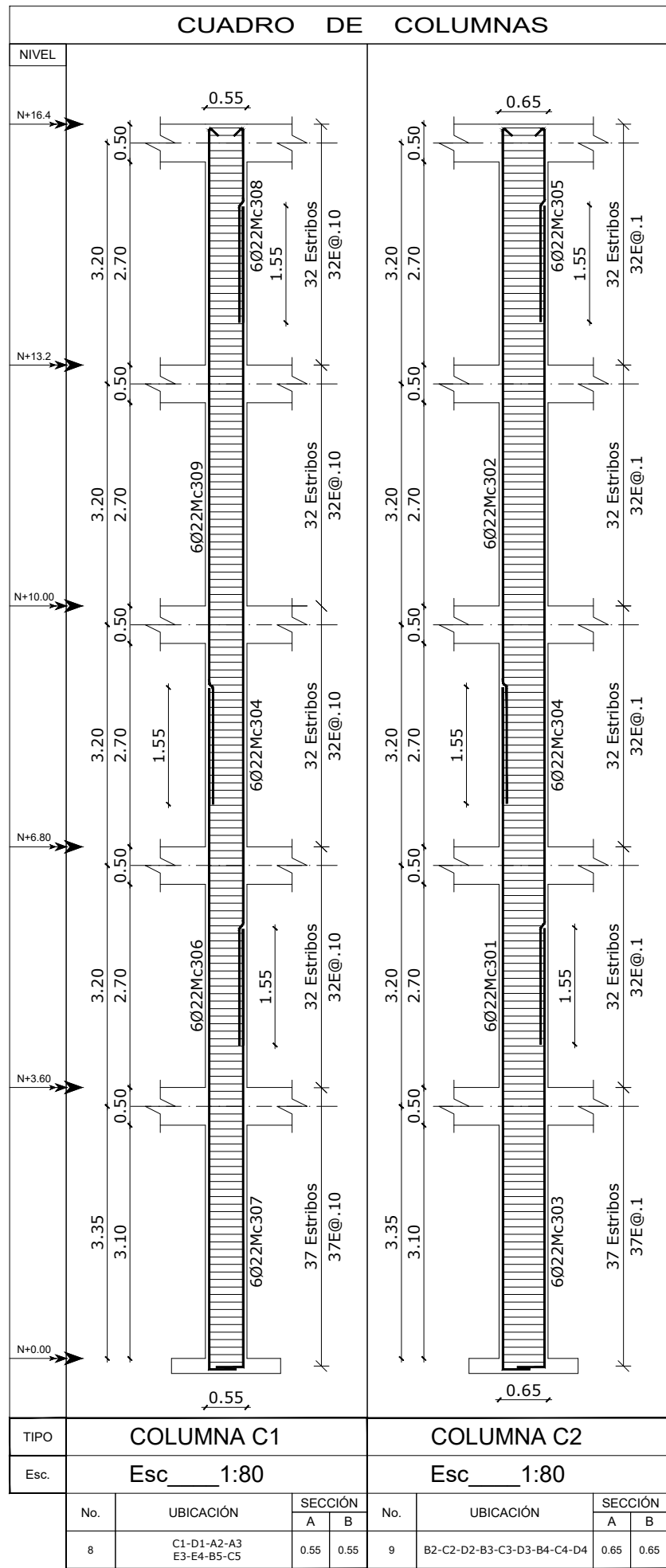
Fecha: Agosto 2023

Escala: Indicadas

Lámina:
PE
6/8

Contenido:

- Detallamiento de vigas secundarias tipo y secciones transversales.
- Detallamiento losa de cubierta y cortes transversales.
- Planilla de fierros.



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 300												
301	L	22	54	9.07	0.36	-	-	-	9.43	509.22	1519.5	-
302	L	22	54	8.96	-	-	-	0.14	9.10	491.4	1466.3	-
303	L	22	54	5.84	0.36	-	-	-	6.20	334.8	999.0	-
304	II	22	102	11.15	-	-	-	-	11.15	1137.3	3393.7	-
305	L	22	54	2.56	-	-	-	0.14	2.70	145.8	435.1	-
306	L	22	48	9.06	0.36	-	-	-	9.42	452.16	1349.3	-
307	L	22	48	5.83	0.36	-	-	-	6.19	297.12	886.6	-
308	L	22	48	2.57	-	-	-	0.14	2.71	130.08	388.2	-
309	L	22	48	8.97	-	-	-	0.14	9.11	437.28	1304.8	-
310	O	10	1485	0.57	0.21	-	-	0.11	1.52	2006.4	1630.9	-
311	O	10	1485	0.21	0.57	-	-	0.11	1.78	2643.3	1630.9	-
312	O	10	1485	0.57	0.57	-	-	0.11	2.50	3712.5	2290.6	-
313	O	10	1320	0.47	0.18	-	-	0.11	1.52	2006.4	1238.0	-
314	O	10	1320	0.18	0.47	-	-	0.11	1.52	2006.4	1238.0	-
315	O	10	1320	0.47	0.47	-	-	0.11	2.10	2772	1710.3	-
316	O	10	298	0.35	0.67	-	-	0.11	2.26	673.48	415.5	-
317	I	10	596	0.67	-	-	-	0.11	0.89	530.44	327.3	-
318	O	10	298	0.67	0.67	-	-	0.11	2.90	864.2	533.2	-
319	O	10	298	0.67	0.22	-	-	0.11	2	596	367.7	-
320	I	10	1180	0.22	-	-	-	0.11	0.44	519.2	320.4	-
321	I	14	118	3.64	-	-	-	0.11	3.86	455.48	550.2	-
322	L	14	40	8.69	-	-	-	0.06	8.75	350	422.8	-
323	L	14	40	8.79	0.25	-	-	-	9.04	361.6	436.8	-
324	L	14	10	11.91	0.10	-	-	-	12.01	120.1	145.1	-
325	L	14	10	5.56	0.25	-	-	-	5.81	58.1	70.2	-
326	L	28	16	9.27	0.45	-	-	-	9.72	155.52	751.8	-
327	II	28	16	11.60	-	-	-	-	11.60	185.6	897.2	-
328	L	28	16	2.80	-	-	-	0.14	2.94	47.04	227.4	-
329	L	28	16	6.05	0.45	-	-	-	6.50	104	502.7	-
330	L	28	16	9.21	-	-	-	0.14	9.35	149.6	723.2	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	18967	-	1345	-	-	-	3935	-	642	-
PESO (Kg)	-	11703	-	1625	-	-	-	11743	-	3102	-

Wtot (Kg) = 28173
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2

TIPOS DE ACEROS:

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MÍNIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIÁMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

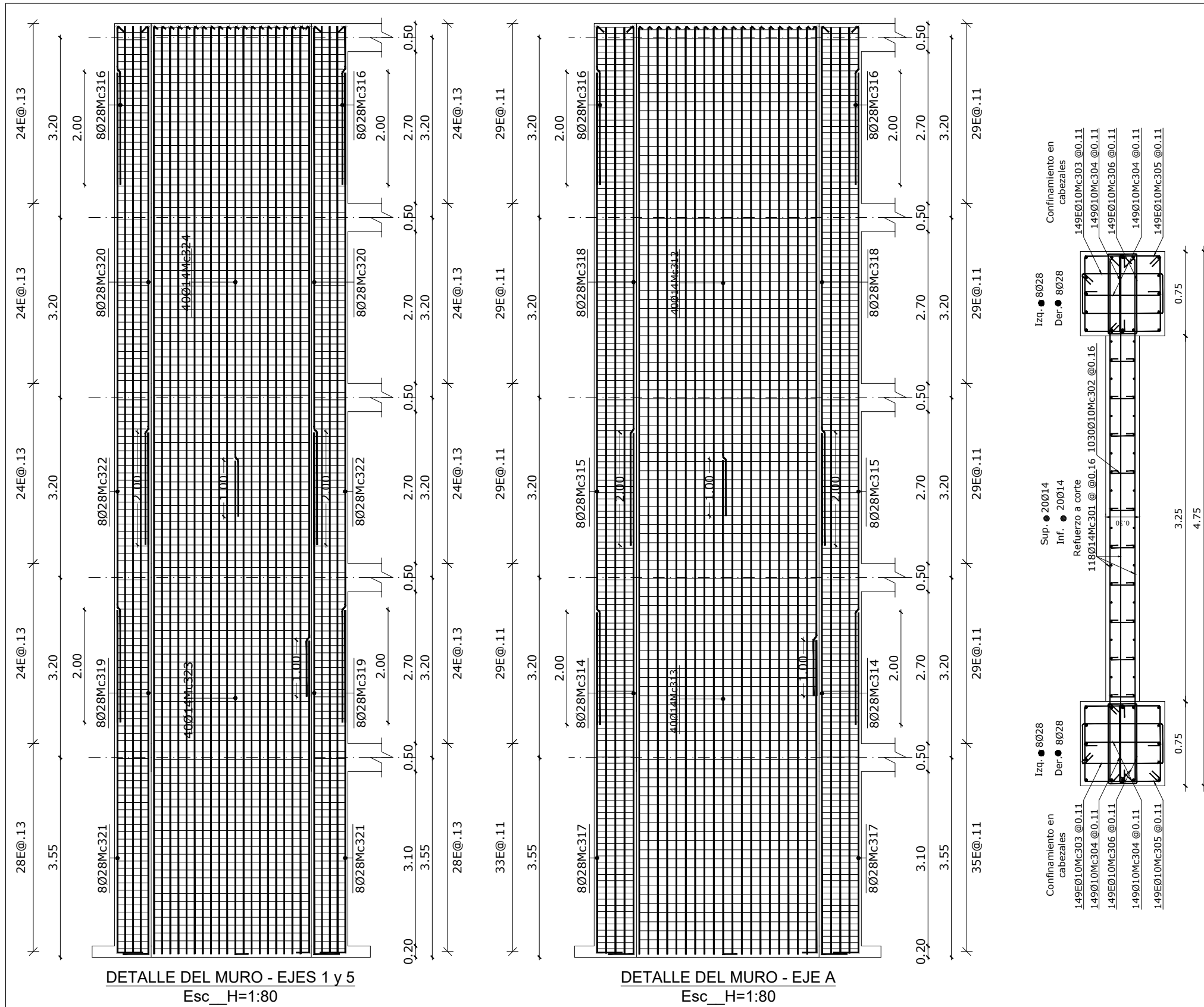
COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz	Fecha: Agosto 2023
Docente: Ing. María Belén Correa M.Sc.	Escala: Indicadas

Lámina:
PE
7/8

Contenido:

- Detallamiento de columnas, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones; y secciones transversales.
- Detallamiento muros estructurales y cortes transversales.
- Planilla de fierros.



Vista en planta Muro - EJE A
Esc_H=1:40

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 300												
301	I	14	118	4.64	-	-	-	0.11	4.86	573.48	692.8	-
302	I	10	3390	0.22	-	-	-	0.11	0.44	1491.6	920.3	-
303	O	10	298	0.35	0.67	-	-	0.11	2.26	673.48	415.5	-
304	I	10	596	0.67	-	-	-	0.11	0.89	530.44	327.3	-
305	O	10	298	0.67	0.67	-	-	0.11	2.90	864.2	533.2	-
306	O	10	298	0.67	0.22	-	-	0.11	2	596	367.7	-
307	I	14	472	4.05	-	-	-	0.13	4.31	2034.32	2457.5	-
308	O	10	496	0.57	0.22	-	-	0.11	1.80	892.8	550.9	-
309	O	10	496	0.30	0.57	-	-	0.11	1.96	972.16	599.8	-
310	I	10	992	0.57	-	-	-	0.11	0.79	783.68	483.5	-
311	O	10	496	0.57	0.57	-	-	0.11	2.50	1240	765.1	-
312	L	14	40	8.69	-	-	-	0.06	8.75	350	422.8	-
313	L	14	40	8.79	0.25	-	-	-	9.04	361.6	436.8	-
314	L	28	16	9.27	0.45	-	-	-	9.72	155.52	751.8	-
315	II	28	16	11.60	-	-	-	-	11.60	185.6	897.2	-
316	L	28	48	2.80	-	-	-	0.14	2.94	141.12	682.2	-
317	L	28	16	6.05	0.45	-	-	-	6.50	104	502.7	-
318	L	28	16	9.21	-	-	-	0.14	9.35	149.6	723.2	-
319	L	28	32	9.28	0.45	-	-	-	9.73	311.36	1505.1	-
320	L	28	32	9.20	-	-	-	0.14	9.34	298.88	1444.8	-
321	L	28	32	6.09	0.45	-	-	-	6.54	209.28	1011.7	-
322	II	28	32	11.56	-	-	-	-	11.56	369.92	1788.2	-
323	L	14	80	8.78	0.23	-	-	-	9.01	720.8	870.7	-
324	L	14	80	8.70	-	-	-	0.06	8.76	700.8	846.6	-

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	8044	-	4741	-	-	-	-	-	1925	-
PESO (Kg)	-	4963	-	5727	-	-	-	-	-	9307	-

Wtot (Kg) = 19997
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2

TIPOS DE ACEROS:

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
ACERO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA
LAS UNIDADES DE MEDIDA DE LONGITUD MOSTRADAS EN LA PRESENTE LÁMINA SON METROS [m]
ESTA PLANILLA CORRESPONDE ÚNICAMENTE AL CONTENIDO DE LA PRESENTE LÁMINA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

COMPARACIÓN EDIFICACIÓN EN TUMBES ZONA 4 PERÚ CON EDIFICACIÓN EN EL ORO ZONA V (EDIFICIO PERÚ)

Elaborado: Jaime Sebastián Yépez Ruiz	Fecha: Agosto 2023
Docente: Ing. María Belén Correa M.SC.	Escala: Indicadas

Lámina:
PE
8/8

Contenido:

- Detallamiento de columnas, de acuerdo al diseño con la Normativa Peruana: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Cortes transversales.
- Planilla de fierros.

ANEXO III

Se indican las especificaciones técnicas del hormigón premezclado $f'c$ 210 kg/cm².

HORMIGÓN PREMEZCLADO 210 Kg/cm²

DESCRIPCION

Es el concreto que se dosifica en planta, que puede ser mezclado en la misma o en camiones mezcladores y que es transportado a obra.

Para los materiales y/o insumos del concreto premezclado, deberá tomarse en cuenta OBLIGATORIAMENTE las siguientes normas:

- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. NORMA E.060
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN . NEC-SE-HM-HORMIGÓN ARMADO

Para la atención del concreto premezclado se deberá adjuntar OBLIGATORIAMENTE EL DISEÑO DE MEZCLAS, tomando en consideración los materiales y/o insumos que serán utilizados en la preparación del concreto, los cuales serán verificados, por la supervisión de obra, de manera inopinada.

ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL CONCRETO PREMEZCLADO

DESCRIPCION DE MATERIALES Y/O CARACTERISTICAS	ESPECIFICACIONES TECNICAS
CEMENTO	PORTLAND TIPO IP
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ($f'c$)	210 Kg./cm ²
SLUMP (Pulgadas):	3" a 4"
RELACIÓN AGUA CEMENTO:	CONFORME AL DISEÑO DE MEZCLA
% AGREGADO FINO:	CONFORME AL DISEÑO DE MEZCLA
% AGREGADO GRUESO:	CONFORME AL DISEÑO DE MEZCLA
PESO ESPECIFICO (Kg/m ³)	2400 COMO MINIMO
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	1/2"

Se deberá presentar OBLIGATORIAMENTE los certificados de calidad del CONCRETO PREMEZCLADO, en el que necesariamente se especifiquen características y procedencia de los materiales y/o insumos, además de ello se encargará de presentar los resultados de

los ensayos de compresión o rotura de briquetas de los controles de calidad, que certifiquen las resistencias solicitadas.

MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

El presente rubro será medido y pagado por METRO CÚBICO (m³), con dos decimales de aproximación, en concordancia con la cantidad efectiva fabricada y montada de obra, previa aprobación del fiscalizador.

Unidad: metro cúbico (kg)

Materiales mínimos: Acero de refuerzo corrugado fy 4200Kg/cm²

Equipo mínimo: Herramienta menor, Bomba estacionaria

Mano de obra mínima calificada:

(Ecuador) Maestro mayor- Est. Ocup. C2, Albañil- Est. Ocup. D2, Operador de Equipo

Liviano- Est. Ocup. D2, Peón - Est. Ocup. E2

(Perú) Operario - Oficial

ANEXO IV

Se indican las especificaciones técnicas del Acero de refuerzo fy 4200 kg/cm².

ACERO DE REFUERZO 4200 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN

El rubro consiste en las operaciones necesarias para: cortar, doblar, conformar ganchos, soldar y colocar el acero de refuerzo que se requiere en la conformación de elementos de hormigón armado. Esto se realiza con el fin de que sirvan como estructuras de refuerzos para el hormigón. La colocación de acero de refuerzo se lo realizará según la clase, tipo y dimensiones indicadas en las planillas de hierro en los planos estructurales y según las indicaciones del fiscalizador.

ESPECIFICACIONES Y ENSAYOS

Se lo realizará según las especificaciones MOP-001-F2002. La resistencia a la fluencia (f'y) del acero de refuerzo será de 4200 kg/cm² y se emplearán varillas corrugadas por su mejor comportamiento para el armado del hormigón. El diámetro de las varillas a emplearse dependerá de lo especificado en los planos.

REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Elaboración de dibujos de taller, para corte y organización del trabajo.
- Determinación de los espacios necesarios para la ejecución del trabajo.
- Determinación y organización del trabajo a ejecutarse en taller y en obra.
- Replanteo y trazos requeridos del sitio a ubicar la estructura.
- Verificación de medidas en obra.
- La suelda a utilizar será del tipo de arco (suelda eléctrica).
- Los electrodos serán especificados en planos, y a su falta se utilizará electrodos 6011 de 1/8" para espesores máximos de 4 mm para espesores superiores se utilizará electrodos 7018.
- Disposición de un sitio adecuado para el almacenamiento y trabajos en obra.
- Verificación de la fundición y condiciones óptimas de las bases, plintos o cimentaciones que soporten la estructura.

- Culminación de elementos de apoyo de la estructura como: muros, losas, vigas y similares.
- Verificación de la existencia de instalaciones eléctricas requeridas.
- Ubicación de sistemas de andamios, entarimados y otros que se requieran para el alzado y armado de la estructura.
- Precauciones para el transporte de los perfiles y piezas preparadas: que no rocen entre sí y sin cargas puntuales que puedan producir torceduras del material.
- Verificación y pruebas del personal técnico calificado para la fabricación y montaje de la estructura.
- Sistemas de seguridad para obreros: botas, guantes, anteojos, cascos, cinturones.
- Supervisión exigirá muestras previas, para la verificación de MATERIALES, tipo y calidad de suelda, acabados y mano de obra calificada. Aprobará el inicio de la fabricación y del montaje de la estructura de acero en perfiles. Supervisión aprobará estos requerimientos previos y los adicionales que estime necesarios antes de iniciar el rubro.

DURANTE LA EJECUCIÓN

- Control de los MATERIALES y verificación de cumplimiento de dimensiones, formas y espesores: según recomendación de las normas INEN.
- Las planchas de acero cumplirán los requisitos de las normas INEN. Planchas delgadas de acero al carbono; para calidades "Estructural" y " Estructural Soldable"
- De considerarlo adecuado, se permitirá enderezar los perfiles antes de cortarlos. Enderezados con el uso de calor, serán permitidos por excepción, bajo un control riguroso y previa aprobación de Supervisión.
- Unificación de medidas y espesores para cortes en serie. Control del procedimiento y longitud de cortes: no se aceptarán piezas que rebasen la tolerancia de +- 5 mm.
- Todos los cortes se realizarán en frío, a máquina o a mano, para el que las piezas deberán estar debidamente fijadas y aseguradas.
- Por muestreo se revisará con calibrador los pernos de anclaje y sujeción. No se podrán reutilizar pernos retirados.

- Control del material de suelda: no se permitirá el uso de electrodos, que no se encuentren debidamente empacados en el original del fabricante; se rechazará electrodos húmedos o dañados.
- De existir óxido, será retirada con cepillo de alambre, lija gruesa y desoxidante. Control de que los perfiles se encuentren libre de pintura, grasas y otro elemento que perjudique la calidad de los trabajos en ejecución.
- Realización y verificación de muestras de suelda (y pruebas de requerirlo la Supervisión).
- Para proceder con la suelda, los elementos tendrán superficies paralelas, chaflanadas, limpias y alineadas; estarán convenientemente fijados, nivelados y aplomados, en las posiciones finales de cada pieza.
- Los cordones de suelda, no superarán los 50 mm en ejecución consecutiva, previniendo de esta manera la deformación de los perfiles, por lo que, en cordones de mayor longitud, se soldará alternadamente, llenando posteriormente los espacios vacíos.
- Control y verificación permanente que las secciones de suelda sean las determinadas y requeridas en planos. Control del amperaje recomendado por el fabricante de los electrodos.
- Se realizará un pre-ensamble, para alinear agujeros y sistemas de conexión, que determinen un armado correcto en obra. Al disponer de estructura de ensamble con pernos, se realizarán moldes de prueba, en los que todas las piezas calcen entre sí. Toda perforación será realizada con taladro y no será mayor a 1,5 mm del diámetro nominal del perno.
- Control de la colocación de apoyos, como pletinas, placas y anclajes, debidamente aplomados y nivelados.
- Para la erección de la estructura de columnas: se procederá inicialmente con la primera y última para el correcto alineamiento y nivelación.
- Limpieza y pulido con amoladora de la rebaba y exceso de suelda.
- Se permitirán empalmes en piezas continuas, únicamente en los lugares determinados por los planos, con los refuerzos establecidos en los mismos.

- Verificación de la instalación de tensores y otros complementarios que afirmen la estructura.
- Aplicación de pintura anticorrosiva, rigiéndose a lo establecido en la especificación del rubro "Pintura anticorrosiva", del presente estudio.
- Acero Estructural, en lo aplicable a estructuras de edificaciones.

POSTERIOR A LA EJECUCIÓN

- La estructura y sus piezas componentes terminadas no tendrán torceduras, dobladuras o uniones abiertas.
- Se verificarán los plomos, alineamientos y niveles.
- Inspección de la suelda efectuada, verificando dimensiones, uniformidad, ausencia de roturas, penetración.
- Supervisión podrá exigir la realización de pruebas no destructivas de la suelda efectuada, mediante una prueba de carga a costo del contratista.
- Reparaciones de fallas de pintura, producidas durante el transporte y montaje.
- Una vez concluido la ejecución del rubro, Supervisión efectuará la verificación de que se encuentre en perfecto estado.

EJECUCIÓN Y COMPLEMENTACIÓN

- Se limpiarán los MATERIALES y se prepararán las diferentes piezas que conformarán los elementos de la estructura, verificándose que sus dimensiones y formas cumplan con lo determinado en planos. Se proseguirá con un pre armado de los elementos en fabricación, para mediante un punteado con suelda, verificar el cumplimiento de dimensiones, formas, ángulos y demás requisitos establecidos en planos.
- Aprobadas, se procederá con el soldado definitivo de cada una, y se realizará un nuevo control y verificación final, en la que se controlará cuidadosamente la calidad, cantidad y secciones de suelda, la inexistencia de deformaciones por su aplicación, previo a su pulido y lijado.
- Para uniones con pernos, igualmente se realizarán pre armados en taller, verificando el adecuado empalme entre piezas y la correcta ubicación y coincidencia de las perforaciones y pernos.

- Se procederá con la pintura anticorrosiva, únicamente cuando las piezas que se encuentren aprobadas y terminadas. Para su aplicación, los diferentes elementos de la estructura deberán estar limpios, sin óxido o grasa y cumplir con los procedimientos y recomendaciones de las especificaciones.
- El constructor, preverá todos los cuidados necesarios para el transporte de los elementos y piezas a obra, asegurando el EQUIPO adecuado y los cuidados requeridos para impedir deformaciones, esfuerzos o situaciones no previstos. Igualmente cuidará de conservar durante este proceso, la calidad del revestimiento de pintura.
- Para el inicio del montaje y armado en obra, se verificará: el acabado y estado de las bases y anclajes de cimentación y su nivelación; la existencia de las instalaciones y requerimientos adecuados; las facilidades y equipos necesarios para acometer esta etapa de trabajo; los andamios y sistemas de apoyo para la estructura previstos para esta etapa; las medidas y equipos de seguridad y que los elementos y piezas requeridos se encuentren completos y en buen estado.
- El montaje se iniciará por dos extremos opuestos, con el armado de los pórticos completos, en los que se controlará plomos y niveles, con medios de precisión, para asegurados y apuntalados los mismos, proseguir con los intermedios. Toda la estructura se apuntalará adecuadamente, para la verificación sucesiva y final de su correcto armado y montaje, antes de proceder con su asegurado, soldado y complementación total, luego de la cual se verificarán las sueldas realizadas en obra y la colocación y ajuste de pernos. Igualmente se procederá con la reparación de todas las fallas de pintura o el repintado total anticorrosivo, de ser necesario.
- El retiro de apuntalamientos y andamios colocados para el montaje y armado, se lo realizará de acuerdo con la forma y el orden previamente establecido, para permitir el trabajo adecuado de la estructura.
- Anticipadamente al inicio de este trabajo, se tomarán los niveles, alineaciones y plomos de referencia, que permitan un control concurrente del comportamiento de la estructura terminada.
- La Dirección Arquitectónica y Supervisión realizarán la aceptación o rechazo del rubro concluido, verificando las condiciones en las que se entrega el trabajo concluido.

MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

El presente rubro será medido y pagado por KILOGRAMO (kg), con dos decimales de aproximación, en concordancia con la cantidad efectiva fabricada y montada de obra, previa aprobación del fiscalizador.

Unidad: Kilogramo (kg)

Materiales mínimos: Acero de refuerzo corrugado fy 4200Kg/cm²

Equipo mínimo: Herramienta menor

Mano de obra mínima calificada:

(Ecuador) Albañil - Est. Ocup. D2, Peón - Est. Ocup. E2

(Perú) Operario - Oficial